



국내 건설분야의 풍동실험 현황

김 윤 석*

1. 서 론

국내건설분야에 국제규모의 풍동설비가 완성/가동되기 시작한 것이 1996년말이므로 올해로 만 4년이 지났다. 이러한 경계층풍동설비가 완비되면서부터 이 분야의 풍동실험도 본격적으로 활성화 되어 2001년 4월 현재 약 70여건이 풍동실험이 국내에서 수행되었다. 이전에 대부분의 실험을 외국에 의존하던 것과는 달리 현재는 90%이상을 국내에서 수행하고 있으며 고층건물, 대공간구조물(월드컵축구장등), 장대교량이 주된 실험대상구조물이다. 본고에서는 최근에 수행된 건설분야의 풍동실험을 구조물별로 구분하여 풍동실험항목, 방법 그리고 결과의 적용 등을 소개하여 국내 건설분야의 풍동실험현황에 대해 기술하고자 한다. 우선, 국내 건축물 및 장대교량의 풍동실험현황을 도표로 간단히 설명하고 교량구조물의 풍동실험에 대하여 사례를 들어 설명한다. 그리고 건축물에 대한 풍동실험을 역시 사례를 들어 설명하기로 한다.

2. 국내 풍동실험의 현황

2.1 풍동실험실적

현재까지 수행된 국내구조물의 풍동실험실적을 정리하면 아래와 같다.(단, 필자가 알고 있는 범위에서 정리하였으므로 이외에 더 있을 수 있음)

표 1과 그림 1에서 알 수 있듯이 국내풍동실험의 수요는 최근 들어 급격히 증가하는 추세에 있다. 이는 국내의 고층, 장경간 구조물에 대한 설계/해석/건설기술이 크게 발전하였고 국가경제규모의 증가와 사회간접자본의 투자증대 등에 기인하는 것으로 판단된다. '98년도에서 풍동실험의 실적이 전체적으로 감소하였는데 이는 IMF에 의한 경제위축에 의한 것으로 판단된다. 그러나 최근의 실적이 다시 증가추세를 보이고 있으며 앞으로 계속 증가할 것으로 기대된다.

2.2 풍동실험의 해외의존도

국내구조물의 풍동실험의 수행실적을 보면(그림 2

* 현대건설 기술연구소, 부장

표 1 국내 구조물의 풍동실험실적(200년 12월 현재)

1970년대	남해대교(국외), 진도대교(국외), 돌산대교(국외)
1982년	63빌딩(국외)
1985년	무역센터(국외)
1988년	올림픽기념조형물(국내)
1991년	포스코센터(국외), 대전정부청사(국내)
1992년	서해대교(국외), 광안대교(국외), 나산보라매타운(국내), 부산제2롯데월드(국내), SBS사옥 신축공사(외국+국내)
1993년	인천국제공항 여객터미널(국외), 영종대교(국외+국내)
1994년	서해대교(국내), 영종대교(국외+국내)
1995년	부산종합경기장(국외), 정산교(국내)
1996년	도곡타워(국외), 암사울산APT(국내), 안양체육관(국외), 삼천포대교(국내), 완도연육교(국내), 인천국제공항 관제탑(국외)
1997년	인천국제공항 관제탑 설계변경(국내), 제2부산대교(국내), 한강시티(국내), 대왕빌딩(국내), 현대I타워(국내), 철약콘도(국내), 대우초고층건물(국내), 을지로재건축빌딩(국내), 서해대교 설계변경(국외), 삼천포대교 설계변경(국내), 울산주경기장(국외), 롯데엘그린빌딩(국내), 을지로재개발빌딩(국내), 정산교#2(국내), 양양국제공항 관제탑(국내), 수영만타워(국내)
1998년	안산종합경기장(국내), 상암월드컵경기장(국외), 대전월드컵경기장(국내), 광주월드컵경기장(국내), 대구월드컵경기장(국내), 동부증권사옥(국내), 창원경륜장(국내), 코오롱트리플리스(국내), 광진아파트(국내)
1999년	인천야구장(국내), 제주월드컵경기장(국내), 전주월드컵경기장(국내), 대한항공격납고(국내), 부산제2롯데월드(국내), 서초 스타빌(국내), 수원월드컵경기장(국내), 부산컨벤션센터(국내), 무안국제공항(국내), 대전월드컵경기장 설계변경(국내), 셔틀탱커(국내), 삼성동I파크(국내), 삼성초고층빌딩(국내), 제주컨벤션센터(국내), 트럼프월드 I(국내), 트럼프월드 II(국내), 도곡타워(국내)
2000년	수원관망탑(국내), 제2진도대교(국내), 목동 하이패리온(국내), 목동 웨르빌(국내), 부산감천항 수산시장(국내), 아시아나항공 격납고(국내), 거금도연육교(국내), 인천신공항 교통센터(국내), 천년의 문(국외+국내), 산업은행본점(국내), 강원랜드 카지노호텔(국내), 양재 농수산물센터(국내)

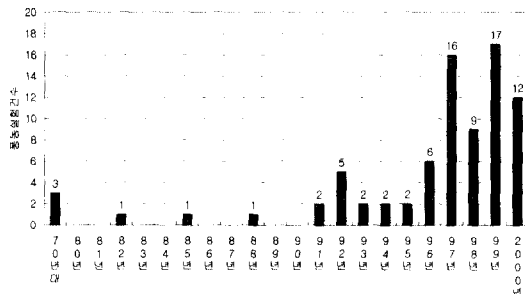


그림 1 국내구조물의 풍동실험증가 추세

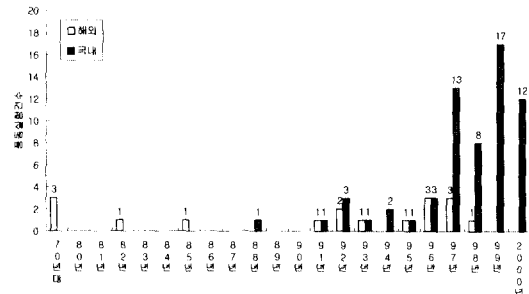


그림 2 국내구조물 풍동실험의 해외의존도

참조), '96년까지는 국내에서 수행된 실험과 해외에서 수행된 실험의 건수가 거의 비슷하다. '97년에 들어서서 국내수행건수가 급격히 증가하고 있는데 이는 국내에도 '96년말부터 국제수준의 대형 풍동이 완성되기 시작하여 이 기관에서 상당부분 풍동실험을 소화하기 때문으로 사료된다.

2.3 건축물과 교량의 비율

그림 3에 건축물과 교량의 풍동실험 비율을 나타낸다. 대상구조물별 분포를 보면 전체적으로 건축구조물이 많으며 특히 최근들어 급격히 증가하고 있는 것을 알 수 있다. 여기에 2000년에 개정된

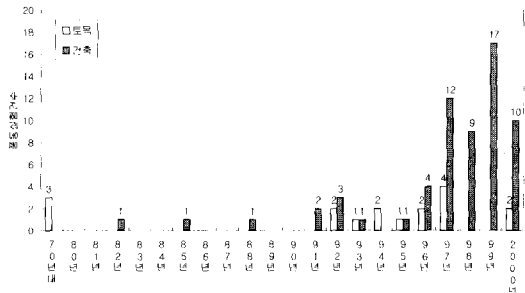


그림 3 국내구조물 풍동실험의 건축/토목분포

“건축물하중규준”에서는 건축물에 대한 풍동실험의 의무사항을 상당히 강화하였다. 따라서 풍동실험중에서 건축물이 차지하는 비율은 더욱 커질 것으로 판단된다.

3. 교량구조물의 풍동실험

3.1 개요

교량구조물에 대한 풍동실험이 본격적으로 수행되게 된 것은 1940년 Old Tacoma Narrow교의 사고가 원인이 된 것은 주지의 사실이다. 국내의 경우, 1992년에 개정된 도로교표준시방서에 중앙경간이 200m이상되는 교량에 대해서는 풍동실험을 수행하도록 되어있다. 따라서 이 시점을 교량의 풍동실험이 본격적으로 수행하게 된 시점으로 보아도 좋다. 지금까지 국내교량의 풍동실험은 남해대교(1960년대)를 시작으로 진도대교, 돌산대교, 서해대교, 평안대교, 영종대교, 영흥대교, 삼천포대교, 서해대교 설계변경, 삼천포대교설계변경, 부산대교, 정산교, 서강대교, 완도연육교등이 국내외의 연구기간에서 수행되었다.

교량의 풍동실험이라는 것은 결국 내풍설계의 일부분이기 때문에 교량의 설계과정에서 필요성이 대두된다. 교량의 풍동실험은 다음과 같이 4단계로 구분하여 수행하는 것이 가장 바람직하다고 생각된다. 1단계실험은 기본설계단계에서 대략적인 단면형상을 결정하기 위해 수행한다. 즉, 교량의 단면형상결정에 있어서 풍하중이 중요한 요인이 될 수 있기 때문이다. 간단한 예로 세계최장의 아카시대교의 경우, 기본설계단계에서 보강형의 형태를

결정하기 위해 truss형태와 box형태를 검토한 결과, truss형태가 내풍안정성이 우수하다는 풍동실험결과에 의해 truss로 결정되었다고 한다. 2단계 실험은 상세설계에 의해 결정된 교량을 대상으로 실험을 수행한다. 여기서 내풍안정성에 문제가 발생하면, 3단계로 공기역학적인 방법에 의해 내풍대책을 결정하는 실험을 수행한다. 이 경우, 상세설계과정중에 구조변경을 한다는 것은 바람직하지 않으므로 간단한 부가물(fairing, flap, vane등)을 이용하여 내풍성 향상을 꾀하는 것이 중요하다. 마지막 4단계는 시공상태에 대한 실험이다. 시공단계에서의 교량의 동적특성은 완성계와는 전혀 다르며 특히 가시설물등에 의해 교량의 형상도 완성계와 다르기 때문이다. 시공단계에 대한 실험은 시공사의 주관하에 수행되는 것이 바람직하다.

3.2 풍동실험비용의 결정

구조물의 내풍안정성을 평가하는데 있어서 실험비용보다 실험내용이 중요하지만, 한편으로는 비용이 있어야 실험도 가능하다. 현재까지 수행된 국내의 장대교량의 풍동실험비용은 8천만~2억원으로 교량의 형태, 수행기관의 지명도등에 따라서 큰 차이가 있다. 일본과 미국은 1억5천만~2억원정도로 비싼편이며 카나다는 1억~1억3천만원정도 지명도에 비해 저렴한 편이다. 외국에 비해 경험과 지명도가 낮은 국내의 경우, 8천만~1억원정도가 적절하다고 사료되며 실제로 이정도의 가격에서 실험이 수행된다. 2차원 주형실험만을 수행할 경우에는 2천만~3천만원이 적절하다고 사료된다.

3.3 실험내용 및 범위의 결정

국내에는 풍동실험에 대한 요령서 혹은 지침서가 아직 없는 상황이다. 그리고 이분야의 전문가도 매우 적어서 특히 외국기관에 실험을 의뢰할 때 발주자(설계자)는 실험자가 제안하는 실험내용이나 범위를 그대로 수용하는 경우가 대부분이다. 실험자가 풍동실험분야의 전문가임을 고려할 때 실험내용이나 범위를 위임하여도 큰문제는 없으리라 사료되지만, 수행기관에 따라서 몇가지 개념의

차이가 있다. 우선 영각(angle of attack)에 대한 개념인데, 일본의 경우는 일반적으로 $\pm 5^\circ$ 또는 $\pm 7^\circ$ 에서 공기력진동실험을 수행한다. 물론 현지계측자료가 있을 경우에는 그것에 준한다. 주형의 내풍성은 영각에 따라서 상당히 변화하며, 특히 불어올라오는 바람(영각 : +)에 대해 내풍성이 저하되는 경우가 많다. 이에 반해 캐나다의 경우에는 난류상태에서 실험을 수행할 경우, 영각을 고려하지 않는다. 난류자체가 여러풍향의 성분을 포함하고 있기 때문에 굳이 영각에 대한 검토가 필요하다는 견해이다. 어느쪽 의견이 현실에 가까운 것인지는 판단할수 없으나, 확실한 것은 두방법에 의한 실험결과는 현저한 차이를 보인다는 것이다. 또다른 예로서 주형의 공기력진동을 예측하는 방법의 차이가 있을수 있다. 캐나다 및 일본의 경우, 영각의 개념의 차이는 있으나 실험모형의 진동양상을 직접 측정하여 실제교량의 진동을 예측한다. 국내의 경우도 여기에 해당한다. 그러나 미국의 어느기관에서는 비정상공기력계수를 측정하여 진동을 예측하는 방법을 사용하기도 한다. Flutter이론을 숙지하지 않고서는 보고서내용을 쉽게 파악하기 어려울 것이다. 이와 같이 외국기관에 풍동실험을 의뢰할 경우, 실험의 방법 및 범위에 있어서 견해의 차이가 있을 수 있기 때문에 주의하여야 한다. 외국의 연구기관에 풍동실험을 의뢰하는 데에 있어서 염두에 두어야 할 점이 또 있다. 외국의 풍공학수준이 상당히 앞서 있기 때문에 실험결과를 신뢰할수 있는 것은 사실이다. 그러나 외국의 실험보고서를 보면 매우 간결하게 결과만을 나열하고 있다. 이는 풍공학을 전공하는 인력이 많기 때문에 간단한 실험결과만으로도 이를 이해하고 적용하는 데에 문제가 없기 때문이다. 그러나 국내의 실정은 그렇지 않은 않다. 발주자(설계자)는 실험결과를 이해/응용하기 위해 또다시 국내기관에 검토 및 보고서정리를 의뢰하는 경우가 많다. 따라서 외국기관에 실험을 의뢰할 경우에는 적어도 실험과정에서 1회, 보고서작성후 1회정도는 국내에서 설명회를 개최하는 등의 항목을 계약조건에 삽입할 필요가 있다.

이외에 대부분의 실험내용은 크게 차이가 없다. 장대교량의 풍동실험이 2차원 주형모형실험, 3차원 독립주탑실험, 3차원전교모형실험으로 구분되는 것

은 어느나라든지 동일하다. 이에 대한 일반적인 실험내용이나 범위는 기존의 문헌이나 보고서에 기술되어 있으므로 생략하기로 한다. 참고로 국내의 장대교량의 풍동실험은 일본의 지침서를 이용하는 경우가 많다.

3.4 설계풍속의 결정

풍동실험의 범위가 결정되면 우선적으로 설계풍속을 산정하여야 한다. 가장 바람직한 것은 교량의 가설위치에서의 풍속자료를 토대로 한 설계풍속을 채택하는 것이다. 그러나 현실적으로 가설공사전에 적어도 1년이상의 장기간에 걸친 풍속을 계측하는 것은 쉽지 않다. 운 좋게 기상관측소가 바로 인접해 있으면 그자료를 사용해도 좋으나, 그런 경우는 흔치 않다. 결국 대부분의 경우에는 시방서에 제시되어 있는 기본풍속을 사용하여 설계풍속을 산정하여야 한다. 참고로 우리나라의 설계기본풍속의 정의는 다음과 같다.

- 가. 개활지에서 지상 10m 높이의 10분간 평균풍속의 최고치
- 나. 내용년수(구조물의 수명) 50년에 비초과확률 0.6을 갖는 풍속치

여기서는 국내의 설계기준에 의한 설계풍속산출방법을 토목/건축분야별로 비교/검토한다. 또한 참고자료로서 우리나라와 설계풍속의 정의와 산출방법이 거의 비슷한 일본의 기준을 소개한다. 단, 주형의 가설고도가 20m이상의 교량을 대상으로 한다.

- ① 한국 도로교 표준 시방서(1992년)
설계풍속의 산정식은 다음과 같다.

$$U_d = 1.925 \times \left(\frac{z}{z_G} \right)^a \times U_{10}$$

계수 "1.925"은 건축기준과 마찬가지로 설계기본풍속의 정의에서 유도된다. 즉, 개활지에서 높이 10m의 교량의 설계풍속 U_d 는 설계기본풍속과 동일하여야 한다.(표 2 참조)

표 2 지면조도별 풍속의 고도분포지수

노풍도	풍속의 고도분포지수(a)	경계층높이(z _G)	지면조도
I	0.12	500m	해안, 해상
II	0.16	600m	개활지, 농지, 전원, 수목/저층건축물이 산재해 있는 지역
III	0.22	700m	수목/저층건축물의 밀집지, 중고층건축물이 산재한 지역, 완만한 구릉지
IV	0.29	700m	중고층건축물의 밀집지, 기복이 심한 구릉지

$$U_d = U_{10} = C \times U_{10} \times \left(\frac{z}{z_G}\right)^a$$

$$= C \times U_{10} \times \left(\frac{10}{600}\right)^{0.16}, C = 1.925$$

이식에 의한 교량의 주형높이(m)별 설계풍속 ($\times U_{10}$)은 표 3, 그림 4와 같다.

- ② 국내 건축규준(2000년 이전의 규준)
현행 건축규준에는 건물의 높이에 따른 설계풍

속의 산정식이 제시되어 있지 않다. 따라서 우리나라의 설계기본풍속 U₁₀의 정의(개활지에서 고도 10m에서 10분간 평균풍속의 최대치)를 이용하여 산정식을 다음과 같이 유도할수 있다. 설계기본풍속의 정의에 따라서 개활지에서 높이 10m의 건물의 설계풍속 U_d는 설계기본풍속과 동일하여야 한다.(표 4 참조) 즉,

$$U_d = U_{10} = C \times U_{10} \times \left(\frac{z}{z_G}\right)^a$$

$$= C \times U_{10} \times \left(\frac{10}{270}\right)^{1/7}, C = 1.601$$

표 3 교량의 주형높이(m)별 설계풍속

Z	I	II	III	IV
20	1.308	1.117	0.881	0.687
40	1.422	1.248	1.026	0.839
60	1.493	1.332	1.121	0.944
80	1.545	1.395	1.195	1.026
100	1.587	1.445	1.255	1.095
120	1.622	1.488	1.306	1.154
140	1.652	1.525	1.351	1.207
160	1.679	1.558	1.391	1.255
180	1.703	1.588	1.428	1.298
200	1.725	1.615	1.461	1.339
220	1.744	1.640	1.492	1.376
240	1.763	1.662	1.521	1.411
260	1.780	1.684	1.548	1.444
280	1.796	1.704	1.574	1.476
300	1.811	1.723	1.598	1.506

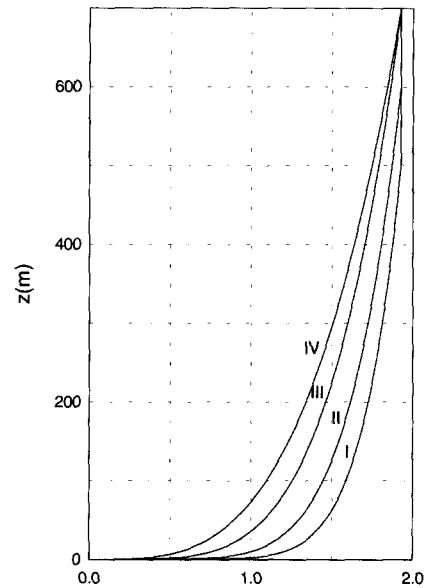


그림 4 교량의 주형높이(m)별 설계풍속

표 4 지면조도별 풍속의 고도분포지수

노풍도	풍속의 고도분포지수(a)	경계층높이(z _G)	지면조도
A	1/3	450m	대도시 중심부 고층시가지
B	1/4.5	360m	대도시주변의 시가지 및 산림지역
C	1/7	270m	개방된 평지, 초원, 해면

표 5 건물 높이(m)별 설계풍속

높이	A	B	C
20	0.57	0.84	1.10
40	0.71	0.98	1.22
60	0.82	1.08	1.29
80	0.90	1.15	1.35
100	0.97	1.20	1.39
120	1.03	1.25	1.43
140	1.08	1.30	1.46
160	1.13	1.34	1.49
180	1.18	1.37	1.51
200	1.22	1.40	1.53
220	1.26	1.44	1.55
240	1.30	1.46	1.57
260	1.33	1.49	1.59
280	1.37	1.51	1.61
300	1.40	1.54	1.63

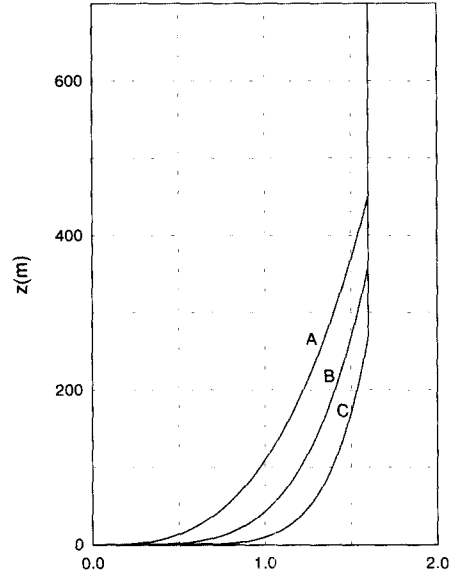


그림 5 건물 높이(m)별 설계풍속

따라서

$$U_d = 1.601 \times U_{10} \times \left(\frac{z}{z_G}\right)^a$$

이식에 의한 건물높이(m)별 설계풍속(×U₁₀)은 표 5, 그림 5와 같다.

여기서 E_g는 주변지형에 따른 풍속할증계수, R은 재현기간보정계수이며 일반적인 경우에는 “1”이다. 계수 “1.7”은 우리나라와 동일한 설계기본풍속의 정의에서 유도된다. 즉, 개활지에서 높이 10m의 건물의 설계풍속 U_d는 설계기본풍속과 동일하여야 한다.(표 6 참조)

③ 일본건축물 하중지침(일본건축학회, 1993년) 일본의 설계풍속의 산정식은 다음과 같다.

$$\begin{aligned} U_d &= U_{10} \times E_H \times R \\ &= U_{10} \times E_r \times E_g \times R \\ &= U_{10} \times 1.7 \times \left(\frac{z}{z_G}\right)^a \times E_g \times R \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_d &= U_{10} = C \times U_{10} \times \left(\frac{z}{z_G}\right)^a \\ &= C \times U_{10} \times \left(\frac{10}{350}\right)^{0.15}, \quad C = 1.7046 \end{aligned}$$

이식에 의한 건물높이(m)별 설계풍속(×U₁₀)은 표 7, 그림 6과 같다.

표 6 지면조도별 풍속의 고도분포지수

노풍도	풍속의 고도분포지수(a)	경계층높이(z _G)	지면조도
I	0.10	250m	해상과 같은 평탄지
II	0.15	350m	농작물정도가 있는 평탄지, 수목/저층건축물이 산재해 있는 평탄지
III	0.20	450m	수목/저층건축물의 밀집지 10층이하건물이 산재한 지역
IV	0.27	550m	10층이하건물이 주된 시가지
V	0.35	650m	10층이상건물이 밀집된 시가지

표 7 건물 높이(m)별 설계풍속

Z	I	II	III	IV	V
20	1.321	1.107	0.912	0.695	0.503
40	1.415	1.228	1.048	0.838	0.641
60	1.474	1.305	1.136	0.935	0.738
80	1.517	1.362	1.203	1.010	0.817
100	1.551	1.409	1.258	1.073	0.883
120	1.580	1.448	1.305	1.127	0.941
140	1.604	1.482	1.346	1.175	0.993
160	1.626	1.512	1.382	1.218	1.041
180	1.645	1.539	1.415	1.257	1.085
200	1.662	1.563	1.445	1.294	1.125
220	1.678	1.586	1.473	1.327	1.164
240	1.693	1.606	1.499	1.359	1.200
260	1.707	1.626	1.523	1.389	1.234
280	1.719	1.644	1.546	1.417	1.266
300	1.731	1.661	1.568	1.443	1.297

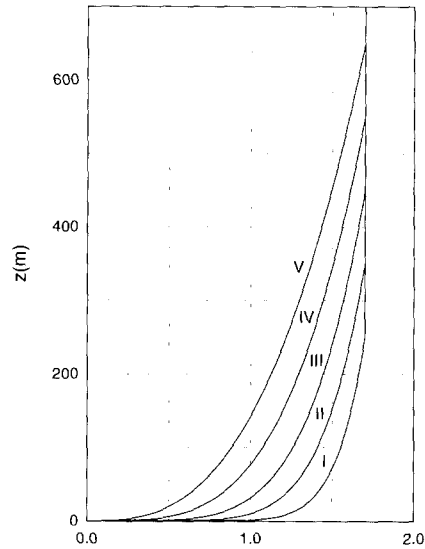


그림 6 건물 높이(m)별 설계풍속

④ 국내건축규준에 의한 설계풍속의 산정식(개정안 : 2000)

설계풍속의 산정식은 다음과 같다.

$$U_d = U_{10} \times 1.67 \times \left(\frac{z}{z_G}\right)^a \times K_{zt} \times I$$

여기서 K_{zt} 는 주변지형에 따른 풍속할증계수, I 는 중요도계수이며 일반적인 경우에는 1이다. 계수 "1.67"은 우리나라의 설계기본풍속의 정의에서 유도된다. 즉, 개활지에서 높이 10m의 건물의 설계풍속 U_d 는 설계기본풍속과 동일하여야 한다.(표 8 참조)

$$U_d = U_{10} = C \times U_{10} \times \left(\frac{z}{z_G}\right)^a$$

$$= C \times U_{10} \times \left(\frac{10}{300}\right)^{0.15}, \quad C = 1.66559$$

이식에 의한 건물높이(m)별 설계풍속($\times U_{10}$)은 표 9, 그림 7과 같다.

이상으로 설명한 4종류의 설계규준에 의해 구해진 설계풍속을 간단히 비교해 본다. 예로서 대전지역의 설계풍속을 사용하였고 지표면조도는 "개활지"이다. 비교결과를 아래표 및 그림에 나타낸다. 교량의 주형 및 건물높이별 설계풍속을 보면, 현행 건축규준이 가장 높은 풍속값을 보이고 있다. 이는 대전지역의 설계기본풍속을 타규준에서는 30m/s로 하고 있는데에 비해 35m/s로 높게 보고 있기 때문이다. 그러나 고도에 따라서 설계풍속이 증가하는 양상은 4가지규준 모두 거의 비슷한 양상을 보이고 있으며 특히 개정규준과 일본규준이 거의 동일한 양상을 보인다. 고도에 따른 자연풍의 풍속 증가특성을 파악하기 위해서는 상당히 많은 실측 자료와 이론적 근거가 축적되어 있어야 한다. 국내의

표 8 지면조도별 풍속의 고도분포지수

노풍도	풍속의 고도분포지수(a)	경계층높이(z_G)	지면조도
I	0.10	250m	장애물이 거의없는 평탄지, 해안, 비행장
II	0.15	300m	초원, 농지, 전원 수목/저층건축물이 산재해 있는 지역
III	0.22	400m	수목/저층건축물의 밀집지 중고층건물이 산재한 지역, 공장밀집지
IV	0.33	500m	중고층건물의 밀집지, 대도시중심부

표 9 건물 높이(m)별 설계풍속

Z	I	II	III	IV
20	1.297	1.113	0.864	0.577
40	1.390	1.234	1.006	0.726
60	1.448	1.312	1.100	0.830
80	1.490	1.370	1.172	0.912
100	1.524	1.416	1.231	0.982
120	1.552	1.456	1.281	1.043
140	1.576	1.490	1.326	1.097
160	1.597	1.520	1.365	1.147
180	1.616	1.547	1.401	1.192
200	1.633	1.571	1.434	1.234
220	1.649	1.594	1.464	1.274
240	1.663	1.615	1.492	1.311
260	1.677	1.635	1.519	1.346
280	1.689	1.653	1.544	1.379
300	1.701	1.670	1.568	1.411

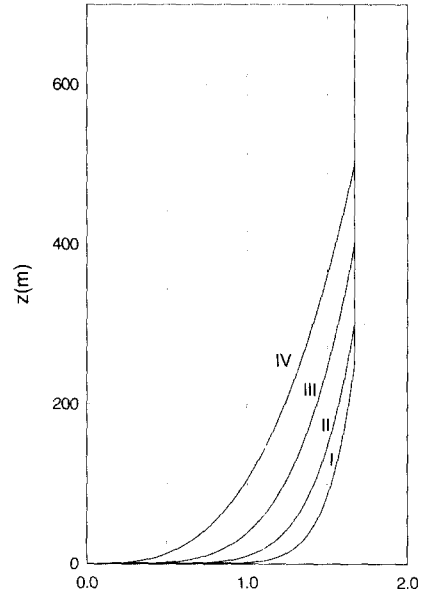


그림 7 건물 높이(m)별 설계풍속

표 10 4가지 기준 비교

Z	현행 건축기준(A)	일본 건축학회(B)	도로교 시방서(C)	개정건축 기준(D)
20	38.635	33.198	33.513	33.375
40	42.657	36.836	37.444	37.032
60	45.201	39.146	39.953	39.354
80	47.097	40.872	41.835	41.090
100	48.622	42.263	43.356	42.488
120	49.905	43.435	44.639	43.666
140	51.017	44.451	45.754	44.688
160	51.999	45.350	46.742	45.592
180	52.881	46.158	47.631	46.405
200	53.683	46.894	48.441	47.144
220	54.419	47.569	49.185	47.823
240	55.100	48.194	49.875	48.451
260	55.734	48.776	50.518	49.036
280	56.327	49.321	51.120	49.584
300	56.885	49.834	51.688	50.100

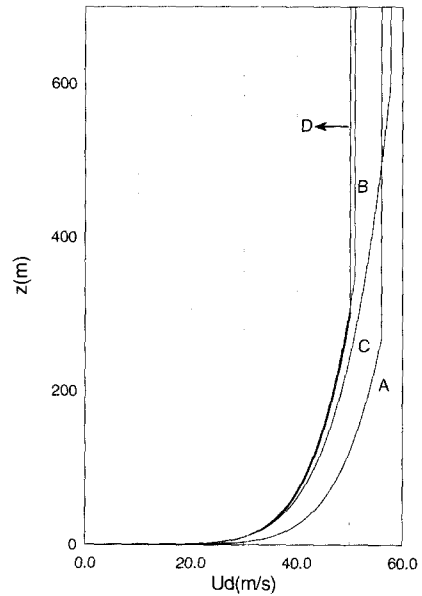


그림 8 4가지 기준 비교

토목분야는 물론 건축분야에서도 이에 대한 자료 및 근거가 매우 빈약한 실정이다. 따라서 많은 부분 일본의 자료를 참고로 하였기 때문에 고도별 설계풍속의 증가양상이 비슷한 것은 당연한 것이다.

3.5 재현주기별풍속의 산정

앞절에서 기술한 설계풍속은 재현주기 약100년에 대한 설계풍속이다. 그러나 교량의 가설단계에 있

어서 100년에 대한 풍속을 설계에 사용한다는 것은 너무 과다설계가 된다. 이러한 경우에는 재현주기별 설계풍속을 다시 산출하여야 한다. 여기서는 재현주기별 설계풍속의 산정방법에 대해서 설명한다. 앞서 설명한 바와 같이 우리나라의 설계기본풍속의 정의는 다음과 같다.

- 가. 개활지에서 지상 10m 높이의 10분간 평균풍속의 최고치
- 나. 내용년수(구조물의 수명) 50년에 비조과확율 0.6을 갖는 풍속치

즉, 설계기본풍속은 U10은 구조물의 수명 50년 동안에 U10보다 높은 풍속이 올 확율이 40%, 오지 않을 확율이 60%의 개념을 갖는 풍속이다. 여기서 구조물의 내용년수(n)과 재현기간(R), 그리고 비조과확율(P=0.6)의 관계는 다음과 같다.

$$P = \left(1 - \frac{1}{R}\right)^n$$

이식에 우리나라의 설계풍속의 개념을 대입하면

$$0.6 = \left(\frac{1-1}{R}\right)^{50}, R = 98.38 \text{ 년}$$

즉, 우리나라의 설계풍속의 재현기간을 약100년이라고 하는 것은 이와 같은 관계에 기인한다. 여기서 재현기간:100년의 의미는 100년마다 주기적으로 이 풍속이 작용한다는 의미는 아니며, 경우에 따라서는 1년에 2번 작용하고 그후 199년동안 작용하지 않을 수도 있으며, 100년동안 작용하지 않다가 그후 100년동안 2번 작용할 수도 있다는 의미이다.

재현기간별 설계풍속을 산정할 경우에는 먼저 대상구조물의 내용연수를 결정하여야 한다. 예를 들어 가설단계의 기간이 5년일 경우를 예로 든다. 우선 상기의 식에 n=5를 대입하고 R을 구한 뒤 아래의 식에 의해서 설계기본풍속을 보정하여야 한다.

$$U_{E10} = U_{10} \times \frac{\left\{0.61 - 0.10 \text{Ln}\left(\text{Ln}\left(\frac{R}{R-1}\right)\right)\right\}}{1.07}$$

경우에 따라서는 내용년수로부터 재현기간을 구하지 않고 곧바로 재현주기를 사용하여 설계풍속을 보정하는 경우가 있다. 예를 들어 건물의 풍하중에 대한 사용성평가에서는 재현주기 5년(또는 1년)에 대한 풍속을 사용한다. 이러한 경우에는 곧바로 위식에 R을 대입하여 보정하면 된다. 단, 위식은 재현주기 1년이하에는 적용할수 없으며, 재현기간 R=2년 의 경우, 오차=3.8%이며, 재현기간 R=5년의 경우, 오차=0.6%정도이다.

3.6 풍동실험의 상사법칙

풍동실험에서는 수십분의 1부터 수백분의 1까지의 축소된 모형을 이용하여 실험을 수행하게 된다. 이러한 경우, 실제구조물과 축소모형과의 관계를 상사법칙에 의해 결정하여 실험조건을 정해야 한다. 풍동실험에 사용되는 상사법칙을 유도하는 여러방법이 있지만, 가장 이해하기 쉬운 방법은 실제상황과 풍동실험에서 변하지 않는 물리량으로부터 차원해석에 의해 유도하는 것이다. 예를 들어 중력가속도, 공기밀도등은 실제나 실험이나 변하지 않는다. 중력가속도를 이용하여 상사법칙을 설명하면 다음과 같다. 실제상황을 대문자, 풍동실험을 소문자로 표시한다. 우선 실제의 구조물의 길이를 L, 모형의 길이를 l이라 하고 $\frac{L}{l} = S$ (축소율)라 하면,

- 길이의 차원은 L 이므로 : $\frac{L}{l} = S, \frac{l=L}{S}$
- 면적의 차원은 L^2 이므로 : $\frac{A}{a} = \frac{L^2}{l^2} = S^2, a = \frac{A}{S^2}$
- 중량의 차원은 L^3 이므로 : $\frac{M}{m} = \frac{L^3}{l^3} = S^3, m = \frac{M}{S^3}$
- 질량관성모멘트는 L^5 이므로 $\frac{I}{i} = \frac{L^5}{l^5} = S^5, i = \frac{I}{S^5}$

당연한 것이지만, 모형을 1/100로 축소하면 길이는 백분의 1, 면적은 만분의 1, 중량은 백만분의 1로 축소되어야 한다.

- 중력가속도의 차원은 $G=L \times T^{-2}$ 이며 실제와 실험에 중력가속도는 불변 이므로

$$G=L \times T^{-2}=l \times t^{-2}, \left(\frac{t}{T}\right)^{-2}=\frac{L}{l}=S$$

- 시간은 : $\frac{T}{t}=S^{1/2}, t=T \times S^{-1/2}$

즉, 모형을 1/100로 축소하면 S=100이므로 실제의 100분을 실험에서 상사하려면 10분으로 해야 한다.

- 진동수의 차원은 T^{-1} 이므로
- 진동수는 : $\frac{F}{f}=\frac{t}{T}=S^{-1/2} f=F \times S^{1/2}$

즉, 1/100로 축소하면 S=100이므로 실제구조물의 진동수가 10Hz이면 모형에서는 100Hz으로 해야 한다.

- 풍속의 차원은 LT^{-1} 이므로
- 풍속은 : $\frac{U}{u}=\frac{L}{l} \times \frac{t}{T}=S \times S^{-1/2}=S^{1/2}, u=U \times S^{-1/2}$

즉, 1/100로 축소하면 S=100이므로 실제상황에서 100m/s의 풍속은 실험에서는 10m/s의 풍속이 되어야 한다.

마지막으로 구조감쇠율은 차원이 없기 때문에 실제상황이나 실험이나 동일한 값을 사용한다.

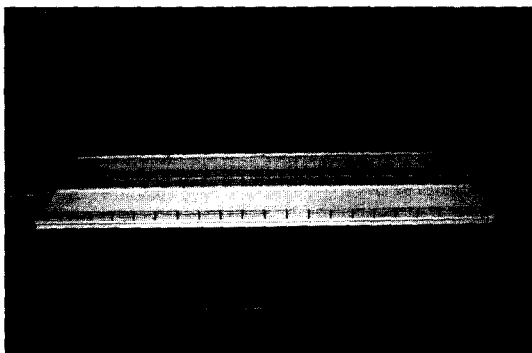


그림 9 풍동에 설치된 2차원주형모형

3.7 모형의 제작

① 2차원주형모형

2차원주형모형에 있어서 모형의 자유도는 다음절에서 설명하는 바와 같이 풍동외부의 spring support system에 의해 표현된다. 따라서 모형자체는 강체모형으로 제작한다. 모형의 축소율이 정해지면 소요질량을 계산한 뒤 모형의 재질을 결정한다. 재질은 발사, 히노끼, 아크릴등이 주로 사용되며 모형의 질량은 소요질량의 50~70%정도로 제작되는 것이 동적특성의 상사에 편리하다. 강체모형은 교량의 외형을 그대로 제작하면 되므로 국내모형업체에서도 충분히 가능하며 오히려 외국모형보다 정교하게 제작할수 있다고 사료된다(그림 9).

② 3차원 주탑모형

3차원주탑모형은 탄성체모형으로 제작한다. 모형의 동적거동은 강성분으로 표현하고 강성분을 중심으로 목재 또는 아크릴부착하여 주탑의 외형을 표현한다(그림 10). 우선, 모형의 동적특성의 요구치를 상사법칙에 의해 계산한후 강성분을 설계한다. 강성분설계시에는 외형표현에 사용되는 외장재(목재 또는 아크릴)의 추가질량을 미리 고려하여야 한다. 국내모형업체의 경우, 강성분설계능력이 없기 때문에 실험수행자가 강성분의 규격을 결정 한후 모형제작업체에 주문하여야 한다. 강성분제작후, 동적특성이 제대로 표현되는지 검수작업이 필요하며 다음에 외형을 제작/부착한다. 이러한 과정을 거치면, 국내업체에서 제작하여도 모형의 진동특성은 오차 5%이내에서 요구치에 접근시킬 수

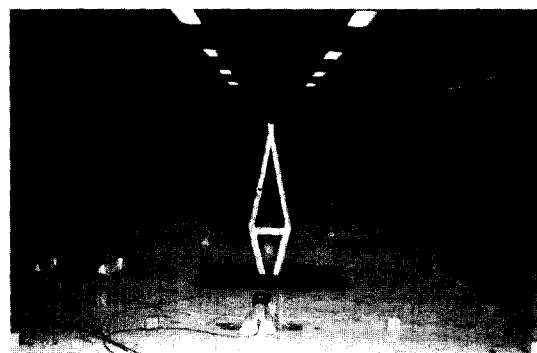


그림 10 3차원주탑모형

있다. 단, 모형을 풍동에 확실히 고정시키지 않으면 감쇠율이 커지기 때문에 고정방법에 주의를 하여야 한다.

③ 3차원 전교모형

교량의 풍동실험모형중에서 가장 제작하기 어려운 것이 3차원전교모형이라고 할수 있다. 사장교나 현수교와 같은 케이블교량의 진동특성을 모형화하는 방법은 여러 가지가 있다. 가장 바람직한 것은 케이블을 실제교량과 동일하게 설치하고 주형에는 주탑과 마찬가지로 강성봉을 삽입하여 동적특성을 표현하는 방법이다. 간단한 방법으로는 케이블의 거동을 무시하고 주형의 3차원거동만을 표현하는 경우도 있다.

어떤 방법이건 모형제작시에 가장 어려운 것은 일반적으로 주형의 비틀림방향의 감쇠율일 것이다. 연직방향에 대해서는 적절한 강성봉의 선택으로 진동수 및 감쇠율의 상사가 비교적 간단하지만, 비틀림에 대해서는 항상 요구치를 만족시키기 쉽지가 않다. 아뮈튼 실험수행자는 모형제작과정에 있어서 많은 시행오차를 경험하게 되며 이러한 과정을 통해 수학적인 해석결과를 실제모형으로 표현하는 데에 대한 한계범위 및 이를 해결하는 know-how를 축적할수 있을 것이다. 3차원전교모형의 예를 그림 11에 나타낸다.

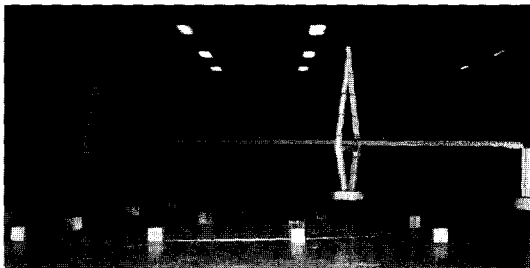


그림 11 3차원 전교모형

3.8 동적특성의 상사방법(모형의 Set-up)

3차원전교모형이나, 주탑모형은 모형자체가 동적특성을 나타내는 탄성체모형이기 때문에 완성된 모형을 그대로 실험에 사용하면 된다. 그러나 2차

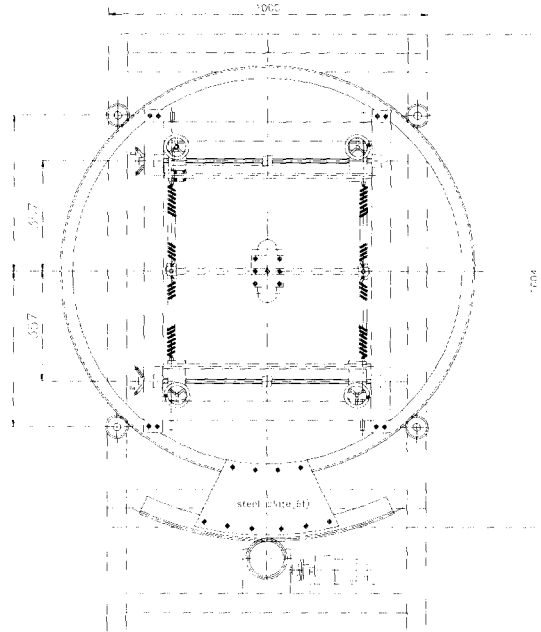


그림 12 Spring Support System

원주형모형은 강제모형이기 때문에 동적특성을 상사시킨 후, 실험을 수행하게 된다.

2차원주형실험에서는 기류직각방향의 휨거동과 비틀림거동의 관측하게 된다. 따라서 기류방향의 거동은 구속하고 실험을 수행한다. 모형의 거동을 표현하기 위해서 일반적으로 코일스프링이 사용되는데 경우에 따라서는 판스프링에 사용될 경우도 있다. 기류방향의 구속은 피아노선을 사용하는 것이 좋으며 하류측에 스프링을 설치하여 피아노선의 인장력을 조정한다. 여기서 인장력조정이 중요한데 인장력이 약하면 구속효과가 없어지고 너무 강하면 휨거동과 비틀림거동까지 구속하게 된다. 피아노선을 손가락으로 튕겼을 때 낮은 금속음이 날 정도로 당겨주는 것이 좋다. 피아노선의 굵기는 모형의 무게가 3~4kg이하의 경우는 0.2mm, 이상일 경우에는 0.3mm정도가 좋다. 참고로 Spring Support System의 예를 그림 12에 나타낸다.

① 질량의 조정

모형의 질량은 다음과 같은 식에 의해 계산한다. 고유진동수는 질량증가의 제곱에 반비례하므로

$$Mo(\text{kg/m}) = \frac{Ma}{(Fbo/Fba)^2 - 1}$$

- Mo : 모형의 질량
- Ma : 모형에 추가된 질량
- Fbo : 모형의 휨고유진동수
- Fba : 질량추가시의 휨고유진동수

우선 모형이 설치된 상태에서 휨방향의 고유진동수(Fbo)를 측정하고, 모형에 질량(Ma)을 추가하였을 때의 휨방향의 고유진동수(Fba)를 측정하여 모형의 질량을 구한다. 모형의 질량을 구한 후 요구치에 일치하도록 질량을 추가한다. 여기서 한가지 언급하고 싶은 것은, 아무리 분해능력이 좋은 FFT analyzer로 진동수를 계측하여 질량을 산출하여도 오차가 생긴다. 즉, 이방법에 의한 질량과 전자저울로 측정한 질량은 어느정도 오차가 발생하는 경우가 많다. 이 오차는 추가질량(Ma)을 크게 할수록 작아지는 경향이 있다. 전자저울로 질량을 계측하는 것이 가장 정확하고 손쉬울수 있다. 단, 모형에 질량을 추가할 수는 있어도 줄일수는 없으므로 실험모형은 가능한 가볍게 만드는 것이 중요하다.

② 휨방향의 고유진동수의 조정

질량조정후에는 휨방향의 고유진동수를 조정한다. 휨방향의 고유진동수의 조정은 스프링의 강성에 의해 쉽게 조정할수 있다.

③ 질량관성모멘트의 조정

다음에 질량관성모멘트를 조정하게 되는데 우선 다음식에 의해 모형의 질량관성모멘트를 측정한다.

$$Io(\text{kgm}^2/\text{m}) = \frac{Ma \times R^2}{(Fto/Fta)^2 - 1}$$

- Io : 모형의 질량관성모멘트
- Ma : 모형에 추가된 질량
- Fto : 모형의 비틀림고유진동수

- Fta : 질량추가시의 비틀림고유진동수
- R : 회전중심부터 추가질량의 거리

질량조정이 끝난 상태에서 모형의 비틀림방향의 고유진동수(Fto)를 측정하고, 모형에 한번 더 질량(Ma)을 추가하였을 때의 비틀림방향의 고유진동수(Fta)를 측정하여 모형의 질량관성모멘트를 구한다. 모형의 질량관성모멘트를 구한 후 “질량조정” 시 추가된 질량의 위치를 조정하면서 요구치에 접근하도록 조정한다. 질량조정의 경우와 마찬가지로 모형의 질량관성모멘트는 증가시킬 수 있어도 줄일수는 없으므로 모형의 질량분포는 회전중심에 집중되도록 제작하여야 한다.

④ 비틀림방향의 고유진동수의 조정

비틀림고유진동수는 스프링의 간격을 조정하면서 요구치에 접근하도록 한다. 간격이 넓어지면 진동수가 높아지고 좁아지면 낮아진다.

⑤ 감쇠율의 조정

감쇠율의 조정에는 오일식댐퍼와 자기식댐퍼를 사용하는 것이 일반적이다. Spring support system에서 모형과 스프링의 연결하는 수평보에 연직으로 wire나 봉을 부착하여 이를 댐퍼로 전달되도록 한다. 오일식은 식용유와 같은 기름을 이용하여도 되므로 저렴하면서 간단하게 감쇠효과를 볼수 있으나 정교한 조정이 쉽지 않다. 또한 오일자체가 유체운동을 하면서 감쇠를 감소시키는 경우도 간혹 있으므로 주의하여야 한다. 반면에 자기식은 감쇠의 정교한 제어가 가능한데, 정교한 만큼 가격이 비싸다. 참고로 set-up된 모형의 감쇠율을 증가시키는 것은 용이해도 감소시키는 것은 거의 불가능하므로 가능한 감쇠율이 낮게 되도록 모형 set-up에 주의하여야 한다.

3.9 풍동기류의 조건

실제구조물을 실험하기 전에는 반드시 실제의 대기경계층과 동일한 풍동기류를 만들어야 한다. 대기경계층의 특징은 유속분포, 난류강도, 풍속의 변동성분포로 표현된다.

① 풍속분포

지표면 조도구분에 따라서 풍속분포를 만들어야 한다. 풍동에서 높이별 풍속분포를 조절하는 방법으로 삼각뿔형태의 “스파이어(spire)”와 조도블록이 일반적으로 사용된다.

② 난류강도

난류강도라는 것은 바람이 부는 방향의 기류의 성분과 이에 직각인 방향의 성분의 비율을 의미한다. 따라서 난류강도가 클수록 방향성이 “헝클어진” 바람이며, 작을수록 “일정한(uniform)”바람이다. 대기상의 난류강도는 지표면조도에 따라서 10%~40%정도로 알려지고 있다. 경계층내의 난류강도에 대해서는 국내규준에 언급이 없다. 따라서 부득이 외국의 규준을 이용하여야 한다. 일본의 규준에 의하면 높이 20m이상에서 난류강도는 다음과 같이 계산된다.

$$I = 0.1 \left(\frac{Z}{Z_G} \right)^{-\alpha - 0.05}$$

여기서 α , Z_G 는 3.4절과 동일하다.

실험하고자 하는 교량의 가설위치에 해당하는 지표면 조도구분에 따라서 난류강도를 생성시켜야 한다. 풍동에서 난류를 생성시키는 방법은 다양하지만, 격자, 펜스, 조도블록등을 적절히 조합하면 원하는 난류강도를 대부분 얻을 수 있다.

③ 풍속의 변동성분

실제기류는 불규칙한 풍속의 변동성분을 갖고 있으며 변동성분의 크기와 주기의 특성을 풍동실험에서도 상사시켜야 한다. 풍동실험에서는 일반적으로 풍속분포와 난류강도가 목표치에 일치하면, 그상태에서 풍동기류의 변동스펙트럼을 측정한다. X-축이 $nL_x/V (= n^*)$ 인 스펙트럼의 특성이 아래의 관계를 만족하는지를 조사하여 풍속의 변동성분이 상사되었는가를 확인한다.

$$\frac{n S_V(n)}{\sigma_u^2} = \frac{4 n^*}{(1 + 70.8 n^{*2})^{5/6}}$$

3.10 계측방법

① 풍속의 계측

교량실험이나 건물실험이나 풍속의 측정은 동일하다. 풍속의 측정은 피토크, 열선풍속계, 초음파풍속계가 주로 사용된다. 가격은 피토크(마노메터포함)의 3~4배가 열선풍속계, 열선풍속계의 3~4배가 초음파풍속계의 가격이다. 성능은 가격에 비례하므로 피토크는 평균풍속측정에 주로 사용되며, 열선풍속계는 평균풍속 및 난류강도, 초음파는 이외에 바람의 3차원특성을 측정할 수 있다.

② 풍압의 계측

교량의 풍동실험에서 연구용 실험을 제외하고는 풍압을 측정하는 경우가 거의 없다. 그러나 건축물의 실험에서 풍압측정은 가장 기본적인 것이다. 풍압의 측정원리는 간단하다. 바람이 불어 오다가 구조물을 만나게 되면 구조물의 형상에 따라서 흐름의 양상이 변하게 된다. 여기서 불어오는 바람, 즉 구조물의 영향이 없는 곳의 정압과 구조물의 표면의 정압의 차를 “압력”이라고 하며 이 정압의 차이를 동압($0.5 \rho V^2$)으로 나누어 주면 무차원의 압력계수가 된다. 구조물의 영향이 없는 곳의 정압은 피토크관으로 측정하고 구조물의 정압은 모형의 표면에 압력공을 뚫어서 계측한다. 2곳의 정압의 차압은 차압계로 측정하는 데 차압계의 가격은 100만원 정도로 보편된다. 따라서 건축물의 실험과 같이 수백점의 압력을 동시에 계측할 경우에는 수억원 정도의 계측시스템이 필요하다. 교량의 2차원 주형실험에 있어서 가끔 진동중의 모형의 풍압을 계측하는 경우가 있는데, 2차원모형의 풍압은 대개 20점정도를 계측하며 하나의 차압계를 번갈아 가면서 계측하기도 한다. 압력의 동시계측이 불필요할 경우에는 하나의 차압계를 기계식으로 회전시키면서 사용하는 경우가 많고 48점의 기계식차압계는 2천만 원정도이다.

③ 풍력의 계측

교량의 풍동실험에서 풍력의 계측은 2차원 주형 실험에서 수행한다. 일반적으로 항력(기류방향), 양력(기류직각방향), 모멘트(비틀림방향)을 동시에 측정

할수 있는 load cell을 사용한다. Load cell을 사용하여 힘을 계측하는 것은 일반구조실험과 다를 바 없으나, 풍동실험에서는 측정범위가 상당히 낮은 load cell을 사용한다. 5kg~10kg정도의 load cell이 적당하며, 2차원실험에서는 모형의 양쪽에서 측정해야 하므로 2개가 필요하다. 가격은 1개에 1천만원 정도이다.

④ 진동의 계측

기본적으로 진동의 계측은 일반 구조실험의 경우와 동일하다. 단, 풍동모형은 일반구조실험보다 상당히 가볍기 때문에 계측기의 설치로 인한 모형의 질량변화에 주의하여야 한다. 또한 모형의 공기력거동은 외형에 좌우되기 때문에 계측기나, 센서 설치로 인한 외형변화에 주의하여야 한다. 즉, 모형에 부착되는 계측기나 센서는 매우 가볍고 작아야 하며, 가장 바람직한 것은 비접촉식의 진동계측이다. 광학식변위계, 비접촉식레이저센서등이 진동 계측에 편리하다.

3.11 풍동실험사례

지금까지 내풍설계의 개념적인 절차 및 풍동 실험의 방법에 대해서 기술하였다. 여기서는 실제 교량의 풍동실험사례를 소개한다. 대상교량은 현재 시공중인 완도-신지도간연육교로 중앙경간이 150m정도로 비교적 소규모 교량이나 추정식을 이용하여 동적 내풍성을 검토한 결과, 내풍안정성이 불충분하여 설계단계에서 풍동실험을 수행하게 되었다.

3.11.1 모형의 동적특성

실험에 사용된 모형의 동적특성을 표 11에 나타낸다.

① 고유진동수

고유진동수에 대해서는 요구치와 차이를 보이고 있는데 무차원풍속으로 평가가 가능하므로 내풍특성을 평가하는데에는 문제가 없다고 사료된다. 진동수비의 경우에도 요구치와 차이를 보이고 있는데 본실험에 있어서 연직방향의 진동현상과 비틀림방향의 진동현상이 동일한 풍속에서 발생하지 않으므로 문제가 되지않는다고 판단된다.

② 질량

요구치에 비해 실험치의 오차는 0.2%로 만족할 만한 실험조건으로 판단된다.

③ 질량관성모멘트

요구치에 비해 실험치의 오차는 2%로 만족할 만한 실험조건으로 판단된다.

④ 감쇠율

모형의 대수감쇠율은 $\delta=0.008(=0.13\%)$ 으로서 상당히 낮은 값을 보이고 있다. 일반적으로 경간길이 160m의 steel box-girder교량의 대수감쇠율은 약 $\delta=0.06$ 전후로 알려지고 있다. 공기력진동이 발생하기 쉬운 저감쇠율의 조건에서 실험을 수행하여 교량의 내풍특성을 확실히 파악하고 또한 제진대책의 재진효과도 보다확실히 검토할수 있도록 저감쇠율을 적용하였다.

표 11 모형의 동적특성

항 목	실 교 치	요 구 치	실 험 치	
연직고유진동수	0.48Hz	3.7Hz	4.1Hz	
비틀림고유진동수	1.44Hz	11.1Hz	9.4Hz	
진동수비($f\phi/f\eta$)	2.99	2.99	2.28	
질량(51.6m구간)	578.478t	2678g	2686g	
질량관성모멘트(51.6m구간)	10478.6 t · m ²	130kg · cm ²	132.6kg · cm ²	
대수감쇠율	연직(mm)		비틀림(deg)	
	$\delta 2$	$\delta 5$	$\delta 0.5$	$\delta 1$
	0.008	0.008	0.008	0.012

3.11.2 설계단면의 공기력거동

① 방호벽형태에 따른 공기력진동특성

그림 13과 같은 일반 post형 방호벽을 설치한 경우(BS④)와 약간 변형된 방호벽을 설치한 경우(BS②)의 공기력특성을 그림 14, 그림 15, 표 12에 나타낸다.

방호벽의 형태에 따른 공기력특성은 검토한 결과, 방호벽BS②를 설치할 경우, 연직와류진동은 post방호벽보다 진폭이 작아지나, 플러터풍속은 상당히 낮아져 내풍성이 저하됨을 알수 있다. 이는 방호벽BS②가 일반 post형 방호벽에 비해 바람의 투과율이 낮기 때문에 단면의 bluffness

를 증가시키는 것에 기인하는 것으로 판단된다. 참고로 방호벽이 전혀 없는 경우(BOX), 79m/s이하에서는 플러터가 발생하지 않아 방호벽을 설치하는 경우보다는 내풍성이 우수함을 알수 있다.

3.11.3 영각에 따른 공기력진동특성

바람이 작용하는 각도, 즉 영각변화에 따른 내풍특성을 표 13에 나타낸다. 여기서 영각이 “+”라는 것은 아래에서 윗쪽으로 부는 바람의 각도를 의미한다. 영각이 “+”일 경우, 즉 불어 올라오는 바람에 대하여 연육교의 연직와류진동은 진폭이 약4배 정

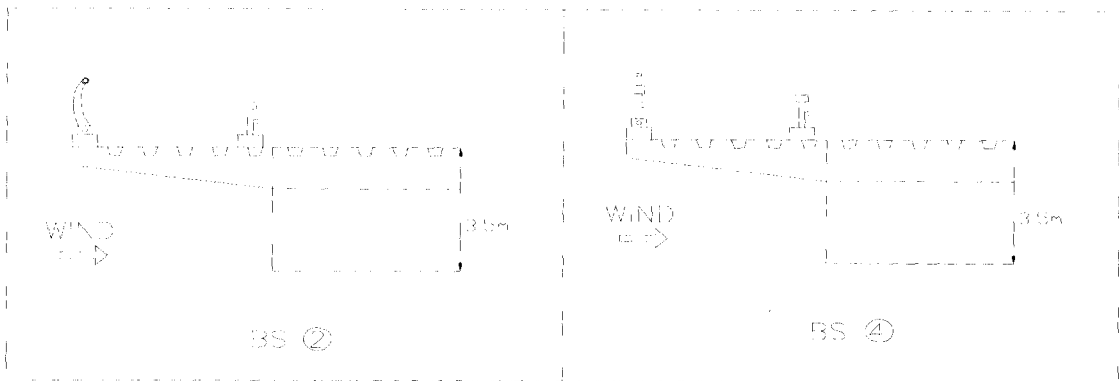


그림 13 방호벽의 형태

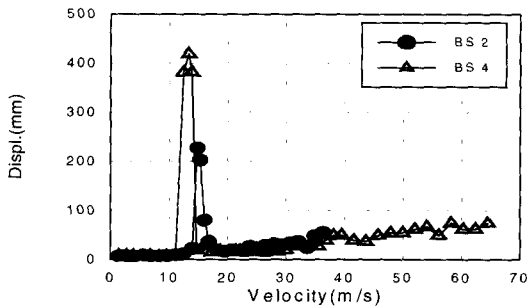


그림 14 방호벽에 따른 내풍특성(연직)

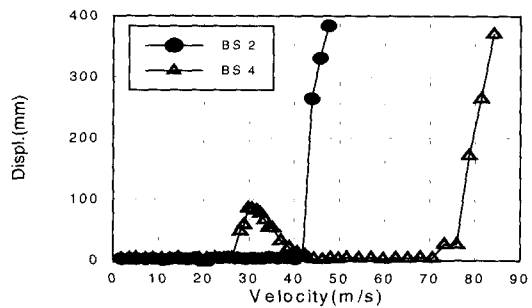


그림 15 방호벽에 따른 내풍특성(비틀림)

표 12 방호벽에 따른 내풍특성

단 면	연직 와류진동	비틀림 와류진동	플러터풍속
BS②	22.8cm(15.3m/s)	-	43.8m/s
BS④	41.8cm(13.3m/s)	8.5cm(29.8m/s)	78.6m/s
BOX	25.2cm(11.1m/s)	-	79m/s이상

표 13 BS②단면의 영각에 따른 공기력특성

영각	연직와류진동	비틀림와류진동	플러터풍속
0°	22.8cm(15.3m/s)	-	43.8m/s
+3°	81.3cm(14.8m/s)	-	44.0m/s
+5°	86.2cm(15.3m/s)	5.3cm(24.9m/s)	43.0m/s
-3°	5.4cm(46.9m/s)	-	78m/s이상
-5°	-	23.8cm(42.1m/s)	75m/s이상

도로 증가하여 내풍성이 상당히 저하됨을 알 수 있다. 그리고 플러터도 여전히 낮은 풍속에서 발생함을 알 수 있다. 반면, 영각이 “-”일 경우, 즉 위에서 불어내리는 바람에 대해서는 내풍성이 상당히 좋아진다. 약 43m/s에서 발생하던 플러터가 75m/s까지도 발생하지 않는다. 그리고 연직와류진동의 진폭도 감소됨을 알 수 있다. 이와 같이 영각이 “-”일 경우보다 “+”일 경우에는 내풍성이 저하되는 현상은 특히 box-girder형태의 교량의 공통적인 특징이라 할 수 있다. 영각=-5°에서의 비틀림와류진동은 발생풍속이 높기 때문에 내풍안정성에는 영향을 미치지 못한다.

3.11.4 제진대책

일련의 공기력진동실험결과, 연육교에 있어서는 큰 진폭의 연직와류진동이 발생하며 플러터는 매우 낮은 풍속에서 발생함을 알 수 있다. 본장에서는 이러한 진동을 최소화하기 위해 여러 대책을 구상하여 그효과를 실험하였다. 각 제진대책의 실험조건을 표 14와 그림 16에 나타낸다.

표 14 제진대책의 단면조건

단면	단면의 조건
PL	보강형하단부에 PLate 설치(BS②)
PLu	보강형하단부에 PLate 설치(2m간격, BS②)
VA	보강형하단부에 VAne 설치(BS②)
PL+VA	보강형하단부에 PLate 및 VAne 설치(BS②)
FL	post방호벽상단에 FLap 설치
FLu	post방호벽상단에 FLap 설치(2m간격)
FLm	post방호벽상단에 FLap(70cm) 설치
FLs	post방호벽상단에 FLap(50cm) 설치
FLx	post방호벽하단에 FLap 설치

① 보강형 하단부에 PLATE를 설치하는 방법

Box-girder하단부에 plate를 설치하여 공기력진동을 제어하는 방법은 외국에서 자주 사용되는 방법중에 하나이다. 이 방법을 연육교에 적용한 결과를 그림 17과 표 15에 제시한다. 실험결과, plate의 제진효과는 플러터에 대해 상당히 우수함을 알 수 있다. Plate를 연속 또는 2m간격으로 설치할 경우, 설계기본단면에서는 약44m/s에서 발생하던 70m/s이상에서 발생하게 된다. 그러나 와류진동에 대해서는 오히려 진폭을 증가시켜 주는 역할을 한다. 기본단면에서의 연직와류진동 진폭이 2배~3배정도 증가하며, 기본단면(BS②)에서 발생하지 않았던 비틀림와류진동도 발생한다.

② 보강형 하단부에 VANE을 설치하는 방법

Box-girder하단부에 vane를 설치하는 방법도 외국에서 자주 사용되는 방법중에 하나이다. 이 방법을 연육교에 적용한 결과를 그림 18과 표 16에 제시한다. 실험결과, vane의 제진효과는 플러터발생을 약간 억제시키는 효과외에는 오히려 와류진동의 진폭을 증가시키는 역할을 하고 있다. 또한 vane과 plate를 동시에 설치할 경우도 제진효과를 기대할 수 없다.

③ 방호벽 상단부에 FLAP을 설치하는 방법

Vane과 plate를 검토한 결과, 와류진동과 플러터에 대해 양자를 만족시키는 제진효과는 기대할 수 없었다. 여기서 언급하는 flap은 box-girder교량의 제진대책중에서 가장 효과가 있다고 알려지고 있으며 외국의 장지간 box-girder교량에 있어서 공기력진동이 발생할 경우에는 대부분 flap을 이용하여 진동을 억제한다. Flap은 box-girder의 bracket부분에서 박리되는 기류를 억제하여 진동을 축소시키는 역할을 한다. 따라서 falp을 설치할

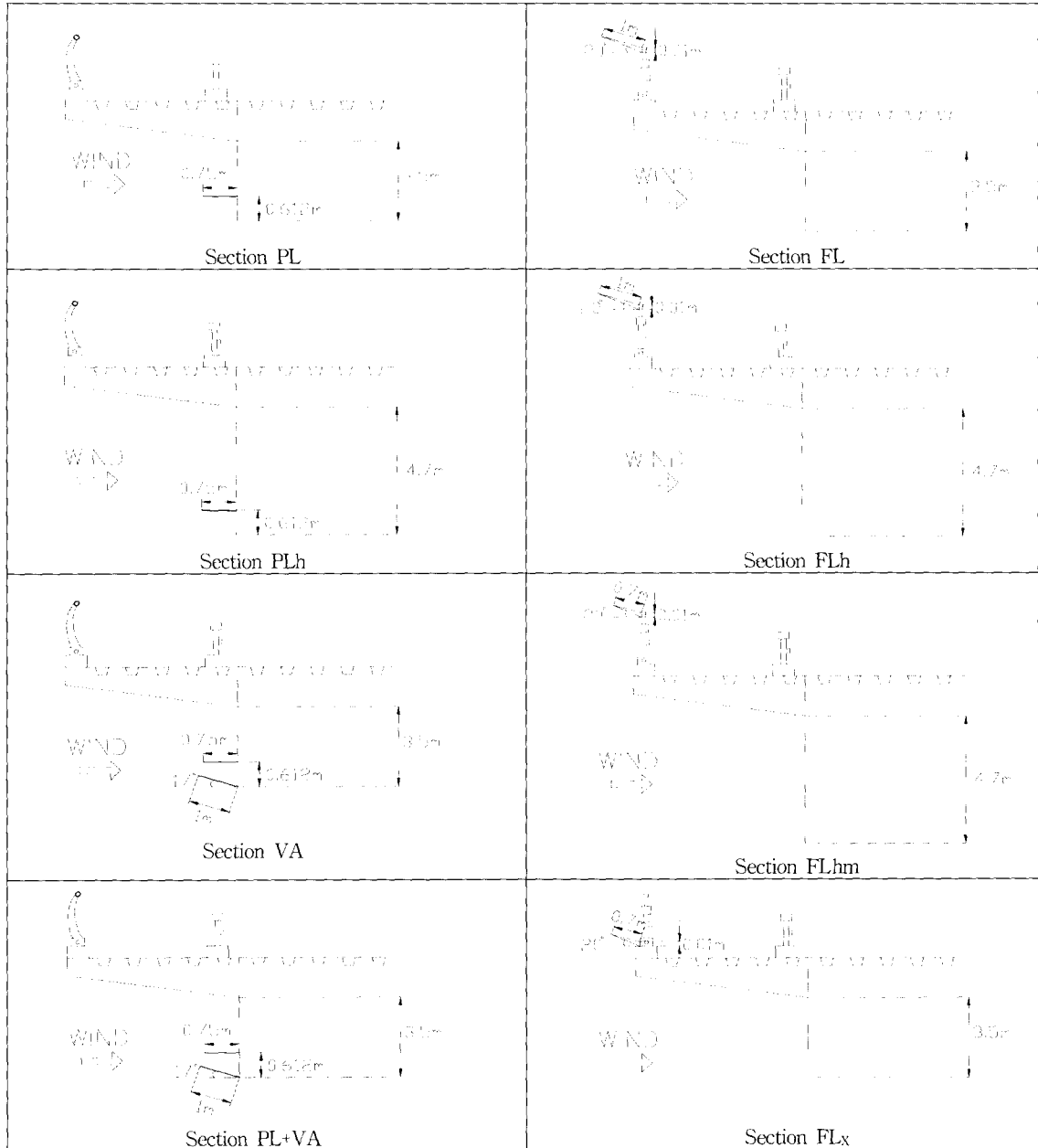


그림 16 제진대책

경우에는 통풍이 잘되는 방호벽일수록 효과가 좋다. 앞서 언급한 바와 같이 방호벽BS②는 post방호벽에 비해 통풍율이 낮아 내풍성이 좋지 않다. 따라서 flap은 post방호벽에 설치하기로 하였다.

앞서 언급한 바와 같이 flap은 자주 사용되기 때문에 규격이 어느정도는 정해져 있다. 물론 규격은

수많은 풍동실험을 통하여 가장 효과적인 외형으로 결정된 것이다. 일반적으로 flap의 길이는 1m가 가장 효과적이고 알려져 있다. Flap을 설치하게 되면 내풍성이 향상되기는 하지만, 보행자나 운전자가 주변경관을 바라볼 때, 어느정도는 시야를 가린다는 불편함이 있다. 따라서 본절에서는 여러 가지

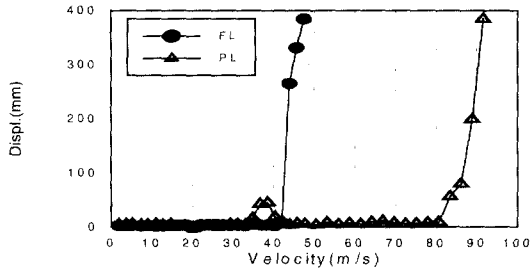


그림 17 PLATE의 제진효과(비틀림)

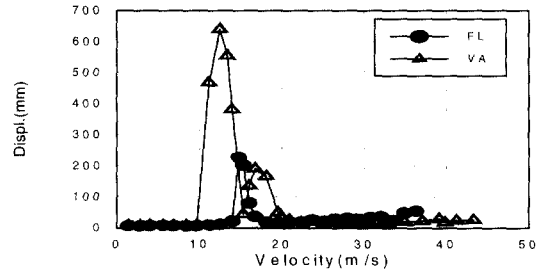


그림 18 VANE의 제진효과(연직)

표 15 PLATE의 제진효과

단면	연직와류진동	비틀림와류진동	플러터
PL	66.5cm(14.0m/s)	-	86.1m/s
PLu	51.7cm(14.2m/s)	15.2cm(64.3m/s)	75.3m/s
BS②	22.8cm(14.8m/s)	-	43.8m/s

표 16 VANE의 제진효과

단면	연직와류진동	비틀림와류진동	플러터
VA	55.4cm(13.4m/s)	6.4cm(37.8m/s)	52.6m/s
PL+VA	66.5cm(15.5m/s)	-	48.4m/s
BS②	22.8cm(14.8m/s)	-	43.8m/s

형태의 flap을 실험하여 가능한 소규모의 flap을 사용할수 있도록 각각의 제진효과를 검토하였다. 실험결과를 표 17에 나타낸다.

실험결과를 보면, 일반적인 flap을 설치하게 되면 형고에 관계없이 상당히 내풍성이 좋아진다. 특히 플러터가 전혀 발생하지 않게 된다. 이 flap을 2m간격, 즉 교축방향으로 2m구간은 설치하고 다음2m구간을 설치하지않는 방식으로 flap을 설치하여도 제진효과는 변함없이 우수하다. 다음에 길이가 짧은 flap을 설치할 경우, 우선 70cm의 flap을 사용했을 경우, 제진효과는 변함없이 우수하다. 그러나 50cm의 flap을 사용할 경우에는 큰폭의 와류진동이 발생하며 설계풍속내에서 galloping이 발생하는 등 내풍성이 저하된다. 마지막으로 flap을 방호벽하단부에 설치하게 되면 약 57m/s에서 플러터가 발생하는 등 제진효과가 거의 없어진다.

④ 영각에 따른 FLAP의 제진성검토

앞서 언급한 바와 같이 영각에 따라서 교량의 공기력특성은 상당히 변화게 된다. 특히 “+”의 영각에 의해 바람이 작용할 경우, 내풍성이 저하되는 것은 앞서 언급한 바와 같다. 본절에서는 앞절에서 확인한 flap의 제진효과가 영각에 대해서도 발휘되는가에 대해서 검토하였다. 실험결과를 정리하면 다음과 같다.

- ▶ Flap의 길이가 70cm보다 짧아지면 큰진폭의 연직와류진동과 galloping이 발생하는 등제진효과를 기대할 수 없다. 단, 70cm의 flap은 100cm의 flap과 동일한 제진 효과를 갖는다.
- ▶ Flap을 연속적으로 설치하거나, 2m간격으로 설치하여도 동일한 제진효과를 갖는다. 단, 이 결과는 2차원적인 실험결과이므로 교축직각방향

표 17 FLAP의 제진효과

단면	연직와류진동	비틀림와류진동	겔로핑	플러터
FL	-	9.3cm(45.9m/s)	-	78m/s이상
FLu	-	-	-	78m/s이상
FLm	7.6cm(23.9m/s)	-	-	79m/s이상
FLhs	54.2cm(17.3m/s)	-	46.1m/s	74m/s이상
FLx	21.5cm(21.7m/s)	5.6cm(47.2m/s)	-	58.6m/s
BS②	22.8cm(14.8m/s)	-	-	43.8m/s

이 아닌 방향에서 바람이 작용할 경우에 대한 검토가 필요할 것으로 판단된다.

▶ Flap의 제진효과는 설치위치에 따라서 크게 변한다. 방호벽상단에 설치할 경우는 상당한 제진효과를 보이나, 방호벽상단에서 45cm하부에 설치할 경우는 거의 제진 효과가 없다. 참고로 방호벽하단부에 설치할 경우도 제진효과가 없다.

⑤ 감쇠율에 따른 공기력특성

앞서 언급한 바와 같이 본 실험에서는 상당히 낮은 감쇠율을 적용하였다. 와류진동의 진폭은 감쇠율에 반비례된다고 알려져 있으며, 플러터풍속은 감쇠율의 영향을 크게 받지 않는다고 알려져 있다. 이러한 특성을 확인하기 위해서 감쇠율이 다른 조건에서 실험을 수행하여 감쇠율과 와류진동의 진폭, 플러터풍속과의 관계를 검토하였다. 실험에 사용된 감쇠율은 표 18과 같으며 실험결과는 표 19와 같다.

감쇠율을 약 2.8배증가시킨 결과, 와류진동의 진폭은 1/1.9, 1/3.7으로 축소되었다. 이값의 평균은 1/2.9로 감쇠율의 증가율에 반비례하여 진폭이 축소되었음을 알 수 있다. 실험종류에 따라서 정확한 반비례의 관계에 있다고 볼 수는 없지만 와류진동의 진폭과 감쇠율과는 어느 정도의 편차를 갖고 반비례한다고 볼 수 있다. 다음에 플러터풍속을 보면 감쇠율이 약 3배 증가할 경우, 발생풍속은 0.18배 증가하였다. 알려진 바와 같이, 와류진동의 진폭과 감쇠율과의 관계와 비교하면, 플러터풍속에 미치는 감쇠율의 영향은 그다지 크지 않다고 볼 수 있다.

표 18 감쇠율

대수감쇠율	연직(mm)		비틀림(deg)	
	δ_2	δ_5	$\delta_{0.5}$	δ_1
감쇠율 1	0.008	0.008	0.008	0.012
감쇠율 2	0.022	0.022	0.029	0.031

표 19 감쇠율에 따른 공기력특성

단면	감쇠율	연직와류진동	플러터 풍속
기본단면+ Vane	감쇠율 1	55.4cm	-
	감쇠율 2	29.5cm	-
기본단면 BS②	감쇠율 1	22.8cm	43.8m/s
	감쇠율 2	6.2cm	51.5m/s

⑥ 난류효과에 따른 공기력특성

난류효과에 대한 실험결과의 예로서 영각=5°에서의 내풍특성을 그림 19에 나타낸다. 대상단면은 post방호벽상단부에 flap(70cm)설치한 단면이다. 일반적으로 난류는 등류에 비해 와류진동의 진폭을 어느정도 축소시키면서 발산진동(galloping, 플러터)에 대해서는 진동의 발생을 완만하게 해주는 효과가 있다고 알려져 있다. 그림에서 알 수 있듯이 등류에서의 galloping발생이 난류에서는 매우 완만해져 있음을 알 수 있다.

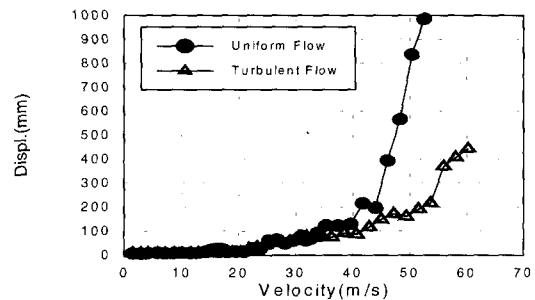


그림 19 난류효과에 따른 공기력특성

3.11.5 실험결과

- ① 완도연육교의 경우, 와류진동 및 플러터등의 공기력진동이 발생하게 되는데 flap이 효과적이다.
- ② 보강형하단부에 plate를 설치하게 되면, 플러터에 대해서는 상당한 제진효과가 있으나, 와류진동에 대해서는 오히려 내풍성을 저하시킨다.
- ③ Post방호벽상단부에 flap을 설치하게 되면 상당한 제진효과가 있다. Flap은 길이는 70cm 이상이 바람직하며 70cm보다 짧아지면 제진효과가 저하된다.

4. 건축물의 풍동실험

4.1 개요

주지하는 바와 같이 최근 들어 초고층건물 및 무주대공간 구조물등의 건설이 급격히 증가하는 추세에 있다. 건물이 고층화될수록 내진성보다는 오히려 내풍성에 의해 구조물의 안정성이 좌우된다. 이런 의미에서 “바람과 구조물”의 상관관계를 연구하

는 풍공학은 매우 중요한 학문이라 할 수 있다. 풍동실험이라는 것은 풍공학을 연구하기 위한 하나의 도구로 볼 수 있으나, 바람이라는 눈에 보이지 않는 유체를 대상으로 하기 때문에 실험내용이 매우 복잡하며 숙련된 know-how를 필요로 한다. 본고에서는 풍공학의 연구적인 측면에서의 풍동실험이 아닌 실제구조물의 내풍설계적 측면에서 풍동실험의 준비작업, 항목, 방법, 결과의 이용등에 대해서 기술하고자 한다. 조금 더 현실적인 설명을 위해 “을지로 재개발빌딩”에 대한 풍동실험을 예로 들기로 한다.

4.2 풍동실험의 준비작업

4.2.1 풍동실험 필요성의 판단

풍동실험을 수행하기 전에 우선 풍동실험의 필요성을 판단하여야 한다. 풍동실험의 목적은 크게 두 가지로 구분된다. 우선 건물에 작용하는 풍하중을 정확히 파악하여 건물의 내풍안정성을 확인함과 동시에 경제적인 내풍설계를 수행하는 것이 첫 번째 목표이다. 일반적으로 설계기준에 의해 구해지는 풍하중은 다소 안전측으로 계산된다. 따라서 풍동실험 결과에 의한 구조골조의 전단력은 설계기준보다 적게 평가되는 것이 대부분이다. 그러므로 풍동실험 결과를 적절히 적용시키면 예상외로 큰 경제적인 효과를 기대할 수 있다. 두 번째 목표는 풍하중에 대한 건물사용자 및 이용자의 사용성을 향상시키는 것이다. 바람에 의한 건물의 진동은 구조적으로 문제가 되지 않더라도 사용성에 문제가 되는 경우가 많다. 풍동실험을 통하여 바람에 의한 진동을 정확히 예측하여 사용자가 느낄 수 있는 진동이 일년에 몇 회 정도 발생하는 지를 판단하여 사용성을 개선하는 것도 풍동실험의 목표이다. 또한 건물내부, 주변의 사용자나 이용자의 출입/왕래가 빈번한 곳의 바람특성을 측정하여 개선대책을 제안하는 것도 두 번째 목표에 해당한다.

4.2.2 풍동실험의 범위

건축물의 풍동실험은 다음과 같이 4가지로 구분되는 것이 일반적이다. 이외에 바람에 따른 적설양상을 추정하여 설하중을 산정하는 실험이나 소음문제, 오염물질의 확산문제 등을 풍동실험을 통하

여 고찰하는 경우도 있으나, 현재로서는 다음의 4가지 실험 중에서 실험범위를 결정하는 것이 일반적이다. 각 실험별 목적 및 결과의 활용내용을 정리하면 다음과 같다.

① 풍압측정실험(Pressure Test)

건축물에 작용하는 풍압을 측정한다. 건축물의 풍동실험에 있어서 가장 기본적인 실험항목으로서 실제구조물에 작용하는 정확한 풍압은 풍동실험을 통해서만 구할 수 있다. 건축물 표면의 각부분에 작용하는 국부적인 풍압을 측정하여 풍압계수를 산출한다. 풍압계수는 각 풍속에 대한 국부적인 풍압을 산출하는 데에 사용되며 이를 이용하여 외장재 설계 또는 외장재의 내하력을 검증할 수 있다.

② 공기력 측정실험(Force Balance Test)

건축물에 작용하는 공기력(일반적으로 4분력)을 측정한다. 이 결과로부터 공기력계수(평균, RMS)를 산출한다. 공기력계수는 각 풍속에 대한 건축물의 정적풍하중, 즉 전단력 및 전도모멘트를 산출하는 데에 사용된다. 또한 건축물에 작용하는 동적 공기력을 측정하여 풍하중스펙트럼을 구하고 이를 이용하여 buffeting에 의한 진동변위를 예측한다.

③ 풍환경 평가실험

건축물이 신축됨에 따라서 신축부지 주변의 기류양상은 상당히 변하게 된다. 빌딩주위의 기류가 예상외로 빠른 부분, 반대로 거의 흐름이 없는 부분이 생기게 된다. 전자의 경우는 출입하는 사용자, 빌딩주위의 보행자에 대한 사용성에 대한 사용성에 문제가 되면서 비산물의 발생 등 환경적인 문제가 되기도 한다. 후자의 경우는 환기, 통풍을 저하시키는 원인이 되기도 한다. 실제로 외국의 경우에는 풍환경평가실험이 건축물 풍동실험에 가장 중요한 항목이 되어가고 있다.

④ 공기력진동실험(Aeroelastic Test)

공기력측정실험(Force Balance Test)을 통하여 예측하는 진동변위는 buffeting의 진동변위이다. 그러나 실제로 구조안정성이나 사용성을 평가할 경우, 와류진동 또는 galloping의 예측이 더욱 중요

하다. Force Balance Test를 이용한 진동변위의 산출은 강제모형을 이용한 간접적인 예측이며 실제 구조물과 공기력진동현상을 정확히 평가하기 위해서는 공기력 진동실험을 수행할 필요가 있다.

4.3 을지로 재개발빌딩의 풍동실험

을지로재개발빌딩(이하 을지로빌딩)은 사무건물과 주거건물로 구성되어 있으며, 주거건물은 3개동이 복합적으로 연결되어 있다. 건물의 최고높이는 162m(사무건물)이다. 을지로빌딩의 풍동실험에 있어서는 공기력진동실험을 제외하고 풍압, 풍력, 풍환경 실험을 수행하였다.

4.3.1 설계풍속의 결정

설계풍속은 풍동실험에 있어서 매우 중요하다. 풍압이나 풍력이 풍속의 제곱에 비례하기 때문에 정확한 설계풍속의 산출이 필요하다. 그러나 정확한 설계풍속을 산출하기 위해서는 건축지점에 대한 풍속의 실측데이터가 필요한데, 국내에서는 아직까지 사전에 풍속측정을 수행하는 경우가 거의 없다. 따라서 을지로빌딩의 경우에도 건축기준에 의해 설계풍속을 산출하였다. 설계풍속을 산출하기 위해 현행국내규준 및 1998년부터 시행예정인 개정규준에 의해 산출하여 비교 검토하였다. 여기에 참고자료로서 일본의 규준에 대해서도 검토하였다. 건축지점이 도심지이므로 지표면 조도구분은 IV를 적용하였다.

① 2000년 이전의 건축규준 :

$$U_d = 1.601 \times U_{10} \times \left(\frac{z}{z_G} \right)^a$$

$$= 1.601 \times 35\text{m/s} \times \left(\frac{162.2\text{m}}{450\text{m}} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$= 40.0\text{m/s}$$

② 개정건축규준 :

$$U_d = U_{10} \times K_{zr} \times K_{zt} \times I$$

$$= 30\text{m/s} \times 0.22 \times Z_a \times K_{zt} \times I$$

$$= 30\text{m/s} \times 0.22 \times 162.2\text{m}^{0.33} \times 1.0 \times 1.0$$

$$= 35.4\text{m/s}$$

여기서,

K_{zr} : 연직분할계수

K_{zt} : 풍속할증계수

I : 중요도계수

③ 건축물하중지침(일본건축학회,1993) :

$$U_d = U_{10} \times E_H \times R$$

$$= U_{10} \times E_r \times E_g \times R$$

$$= U_{10} \times 1.7 \times \left(\frac{z}{z_G} \right)^a \times E_g \times R$$

$$= 35\text{m/s} \times 1.7 \times \left(\frac{162.2\text{m}}{650\text{m}} \right)^{0.35} \times 1 \times 1$$

$$= 36.6\text{m/s}$$

개정건축규준과 일본규준은 거의 비슷한 값을 보이고 있으나, 현행규준의 의한 설계풍속은 약간 높은 값을 보이고 있다. 개정규준은 전국 각지에서 계측된 풍속자료를 확률/통계 처리하여 세분화된 지역별로 설계기본풍속을 제시하고 있다. 서울지역의 기본풍속은 30m/s로 되어 있으며 건물높이에 따른 풍속의 보정식도 제시되어 있다. 또한 지형특성에 따른 풍속할증계수, 건물의 중요도에 따른 계수 등이 포함되는 등 현행의 규준에 비해 상당부분 보완이 되어 있다. 그러나 현행의 규준에 의하면 서울지역의 기본풍속이 35m/s로 되어 있어 에 의해 산출된 설계풍속도 40.0m/s로 약간 높은 값을 보인다. 을지로빌딩의 경우에는 현행규준에 의해 설계풍속을 40m/s로 결정하였다.

4.3.2 풍압측정실험(Pressure Test)

① 계측항목

구조물의 내풍설계를 위한 풍압측정실험에 있어서 일반적으로 다음과 같은 3가지의 풍압을 계측하게 된다.

- 건물의 평균풍압계수
- 건물의 최대풍압계수
- 건물의 최소풍압계수

② 풍동내의 기류특성

실제의 바람을 풍동내에서 재현시키기 위해서는

고도별 유속분포, 난류강도, 풍속의 변동성분을 정해진 조건에 모사하여야 한다. 을지로빌딩의 건축 위치에 해당하는 조도구분Ⅳ의 풍속분포 및 난류강도, 변동풍속 스펙트럼을 그림 20과 그림 21에 나타낸다.

③ 실험모형

본 실험에서는 실제의 난류스케일과 풍동기류의

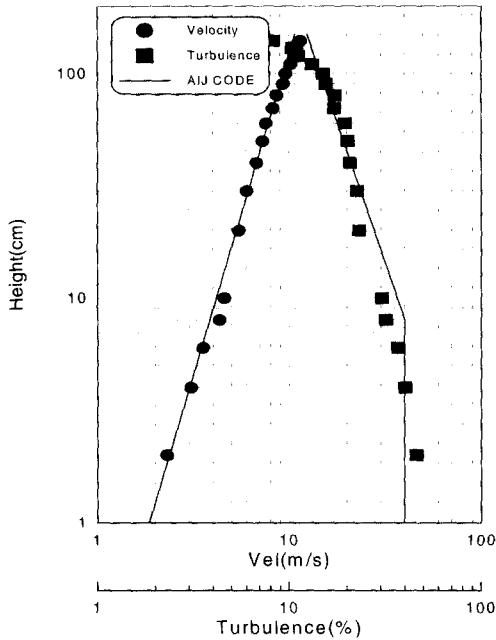


그림 20 풍속분포 및 난류강도

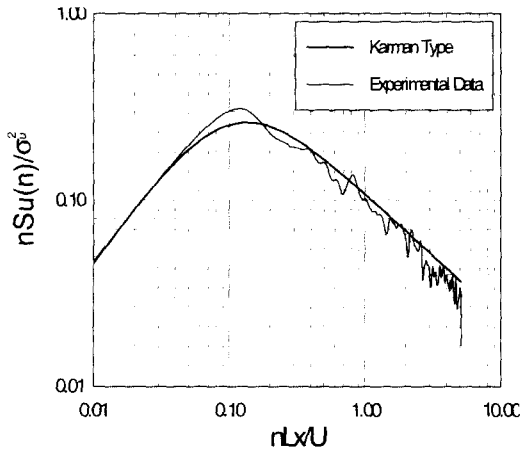


그림 21 변동풍속 스펙트럼

난류스케일의 축소비로부터 모형의 축소율을 1/250로 하였다. 모형의 재질은 아크릴이며 모형의 정교성을 높이기 위해 CNC(컴퓨터조각기)를 이용하여 제작하였다. 모형표면에는 등간격으로 풍압공이 있으며 각 풍압공은 내경 0.9mm의 알루미늄파이프를 사용하였다. 이 파이프는 모형의 내부에서 비닐튜브로 연결되며 비닐튜브는 모형의 하단부로 집결되어 turntable하부에 설치되어 있는 다점풍압계로 연결된다. 풍압공은 업무시설 178개, 주거시설 279개 합계 457개이다. 주변건물에 대해서는 직경 625m의 범위를 모형화하였다.

④ 풍동풍속과 풍향

압력측정에 있어서의 풍동풍속은 U_H 는 약 10.0m/s이며, 풍향은 30°간격으로 모두 12방향에 대해서 측정하였다.

⑤ 측정조건

측정조건에 있어서는 특히 측정시간에 주의할 필요가 있다. 우리나라의 설계풍속의 정의가 10분간 평균풍속이므로 이에 해당하는 풍속을 측정해야 하며, 순간풍속은 0.5초~1.0초에 해당하는 풍속을 측정하여야 한다. 을지로빌딩의 풍압측정조건은 다음과 같으며 풍압측정시스템은 그림 22와 같다.

- 난류스케일 : 1/250(모형스케일)
- 풍속스케일 : 1/4
 - 설계풍속 : 40m/s
 - 풍동풍속 : 10m/s
- 시간스케일 : 1/62.5
 - 측정시간 : 10초(실제시간 : 62.5초)
- Sampling Frequency : 500Hz
 - 실제시간 : 0.125초마다 측정
- 총 Data 수 : 500Hz × 10초 = 5000개/ch
- 5개 Data씩 이동평균 : 0.01초 평균
 - 실제시간 : 0.625초 평균

⑥ 풍압측정결과

■ 풍압계수

457개의 측정점에서의 각풍향에 대한 풍압계수의 최대/최소를 정리하면 표 20, 21과 같다.

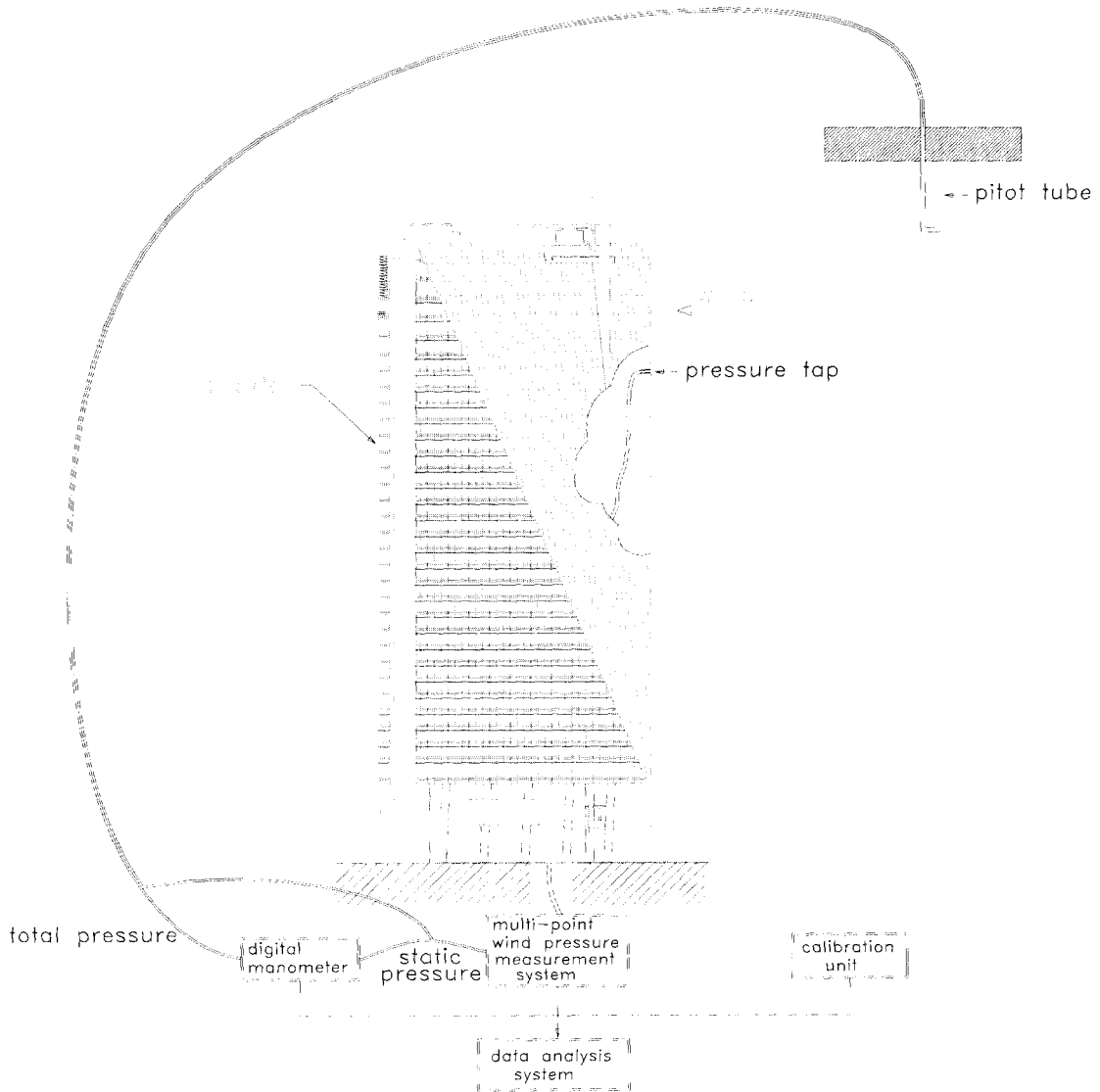


그림 22 풍압측정시스템

표 20 업무동 풍압계수의 최대/최소치

항목	측정점	$C_{P \max}$	$C_{P \min}$	$C_{P \text{mean}}$	풍향
$C_{P \max}$ 최대값	207	2.08	0.05	0.73	90
$C_{P \min}$ 최소값	215	0.19	-3.55	-0.54	180
$C_{P \text{mean}}$ 최대값	150	1.97	0.17	0.76	330
$C_{P \text{mean}}$ 최소값	181	-0.10	-1.94	-0.74	300

표 21 주거동 풍압계수의 최대/최소치

항목	측정점	$C_{P \max}$	$C_{P \min}$	$C_{P \text{mean}}$	풍향
$C_{P \max}$ 최대값	333	1.77	-0.16	0.46	300
$C_{P \min}$ 최소값	373	0.04	-3.78	-1.25	150
$C_{P \text{mean}}$ 최대값	318	1.65	0.08	0.68	270
$C_{P \text{mean}}$ 최소값	373	0.07	-3.78	-1.25	150

▣ 외장재설계용 풍하중

앞에서 구해진 풍압계수를 이용하여 외장재에 작용하는 풍하중을 산정하면 다음 표 22와 같다. 외장재설계용 풍하중 산정식은 다음과 같다.

$$W_c = q_H \times (C_{P_{max}} - C_{P_i}) \times A$$

여기서,

- W_c : 외장재의 설계풍압
- $C_{P_{max}}$: 외압계수의 최대치
- C_{P_i} : 내압계수(정압 : -0.1~-0.4, 부압 : 0)
- A : 수평면적 (m^2)

표 22 설계용 풍하중

구 분		설계용풍하중
업무시설	정압	238.0kg/m ²
	부압	-355.0kg/m ²
주거시설	정압	203.0kg/m ²
	부압	-378.0kg/m ²

4.3.3 풍력측정실험(Force Balance Test)

① 계측항목

구조물의 내풍설계를 위한 풍력측정실험에 있어서 일반적으로 다음과 같은 3가지의 풍력을 계측하게 된다.

- 공기력계수 : 평균, 변동
- 전단력 및 전도모멘트
- 풍하중스펙트럼
- 진동변위

② 풍동내의 기류특성

풍압실험과 동일한 조건에서 측정한다.

③ 실험모형

풍압실험과 풍동내의 기류조건이 동일하므로 1/250의 축소모형을 이용하였으며 모형의 재질은 발사이다.

④ 풍동풍속 및 풍향

풍력측정에 있어서의 풍동풍속은 U_H 는 약 4.0m/s이며, 풍향은 30° 간격으로 모두 12방향에 대해서

측정하였다.

⑤ 측정조건

측정조건에 있어서는 풍압실험과 마찬가지로 측정시간에 주의할 필요가 있다. 우리나라평균풍속은 10분간, 순간풍속은 0.5초~1.0초에 해당하는 풍속을 측정하여야 한다. 울지로빌딩의 풍력측정조건은 다음과 같으며 풍력측정시스템은 그림 23과 같다.

- 난류스케일 : 1/250(모형스케일)
- 풍속스케일 : 1/10
→ 설계풍속 : 40m/s
→ 풍동풍속 : 4m/s
- 시간스케일 : 1/25
→ 측정시간(업무시설) : 40.96초 (실제시간 : 1024초)
→ 측정시간(주거시설) : 34.13초 (실제시간 : 853초)
- Sampling Frequency : 100Hz(업무시설), 120Hz(주거시설)
- 총 Data 수 :
→ 업무시설 : 100Hz × 40.96초 = 4096개/ch
→ 주거시설 : 120Hz × 34.13초 = 4096개/ch
- 5회 측정 후 평균

⑥ 풍하중스펙트럼 산정

Buffeting에 의한 진동변위를 산출하기 위한 풍하중스펙트럼은 5회에 걸쳐 얻어진 풍력측정결과 의 평균값을 사용하였으며 평균값에 대한 스펙트럼은 MEM에 의해 산출하였다.

⑦ 전단력 및 전도모멘트의 산정

높이가 z_i 인 곳의 전단력과 전도모멘트는 다음과 같은 공식에 의해서 계산하였다.

$$Q(z_i) = \frac{1}{\beta + 1} C_{qu} B H \left\{ 1 - \left(\frac{z_i}{H} \right)^{\beta + 1} \right\} + \omega_1^2 g_1 \sigma_x z_{Top} \sum_{j=1}^{i-1} m(z_j) \mu_1(z_j)$$

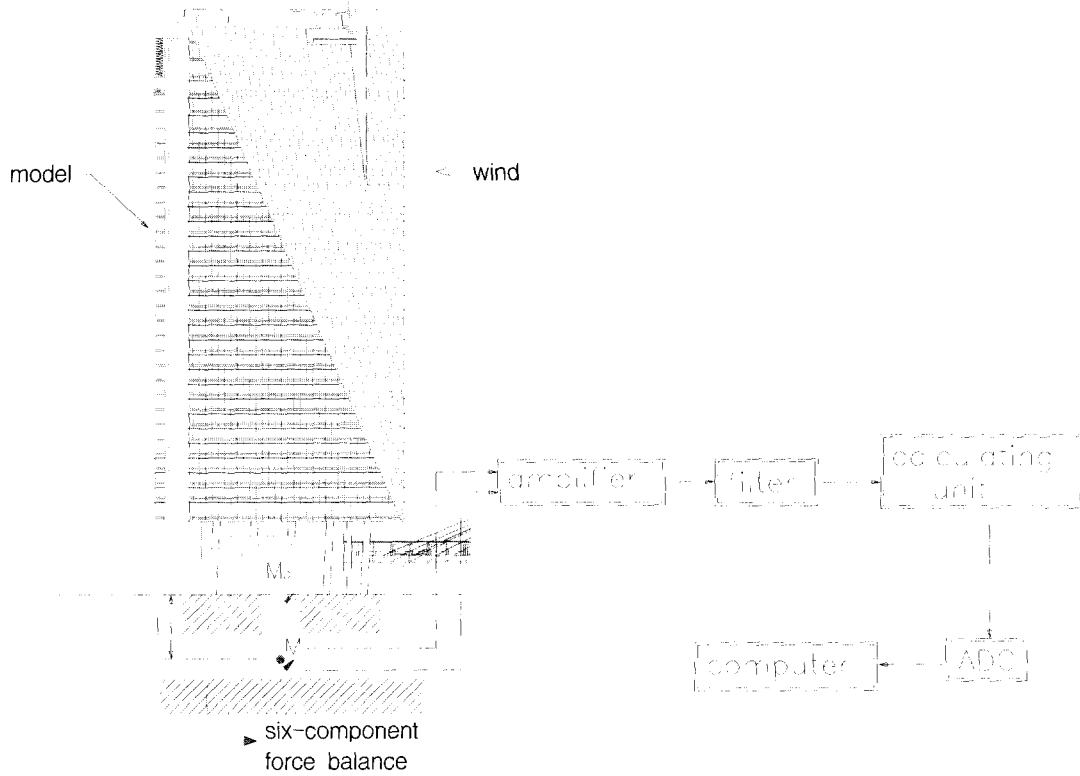


그림 23 풍력측정시스템

$$R(z_i) = \frac{1}{\beta+2} C_{qr} B H^2 \left\{ 1 - \frac{\beta+2}{\beta+1} \left(\frac{z_i}{H} \right)^{\beta+1} - \left(1 - \frac{\beta+2}{\beta+1} \right) \left(\frac{z_i}{H} \right)^{\beta+2} \right\} + \omega_1^2 g_1 \sigma_x z_{Top} \sum_{j=1}^{i_{max}} m(z_j) \mu_1(z_j) (z - z_j)$$

$$\sigma_{x_i} = \frac{1}{K_1} \sqrt{\sigma_{F_1}^2 + \frac{\pi}{4h_1} n_1 S_{F_1}(n_1)}$$

그리고 응답해석에 사용된 조건은 다음과 같다.

- 설계풍속 : 40m/s
- 고유진동수 :
 - 업무시설 : $f_x=0.19\text{Hz}$, $f_y=0.26\text{Hz}$
 - 주거시설 : $f_x=0.31\text{Hz}$, $f_y=0.26\text{Hz}$
- 고유주기 :
 - 업무시설 : $T_x=5.26\text{sec}$, $T_y=3.85\text{sec}$

주거시설 : $T_x=3.23\text{sec}$, $T_y=3.85\text{sec}$

- 구조감쇠율 : $h_1=1\%$ ($\delta=h/2\pi$)

- 일반화질량 :

업무시설 : $M_1=11.4 \times 10^5$ (kg · s²/m)

주거시설 : $M_1=20.1 \times 10^5$ (kg · s²/m)

위 조건에서 이론적으로 예측이 어려운 것이 감쇠율이다. 감쇠율에 따라서 건물의 거동이 크게 좌우되기 때문에 감쇠율의 결정은 매우 중요하다. 현재로서는 감쇠율의 결정을 실험자료에 의존할 수밖에 없는데, 일반적으로 건축물의 경우, 감쇠율은 1~3%를 보고 있으므로 본 실험에서는 2%를 적용한다.

⑧ 실험결과

■ 전단력 및 전도모멘트

각풍향에 대한 울지로빌딩의 최대전단력 및 전도

표 23 최대전단력

구분	축	전단력(t)	풍향
업무시설	X	967	300
	Y	1,302	90
주거시설(B)	X	542	240
	Y	313	180
주거시설(C)	X	469	240
	Y	249	180

표 24 최대전도모멘트

구분	축	모멘트(tm)	풍향
업무시설	X	83,195	300
	Y	125,370	90
주거시설(B)	X	37,412	240
	Y	20,949	180
주거시설(C)	X	26,114	240
	Y	14,598	180

모멘트는 표 23, 24와 같다.

■ 풍하중스펙트럼

진동변위를 산출하기 위한 풍하중스펙트럼의 예를 그림 24에 나타낸다.

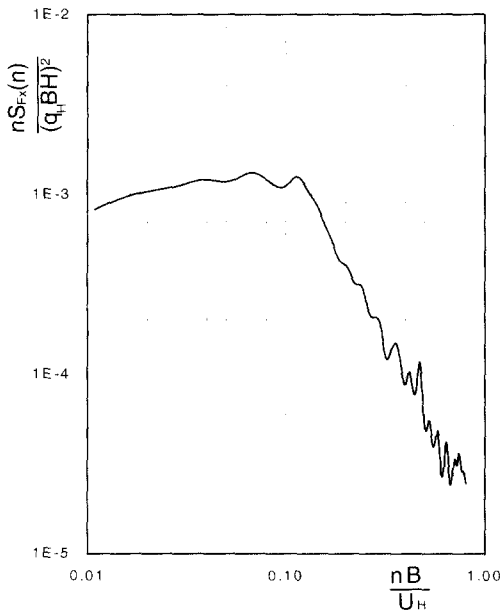


그림 24 풍하중스펙트럼(X방향, 0°)

■ 진동변위

풍하중스펙트럼을 이용하여 계산한 최대응답변위를 정리하면 표 25와 같다.

건물높이에 대한 최대진동변위의 비율은 업무동이 x-방향으로 1/927, y-방향으로 1/696이며, 주거동은 x-방향으로 1/22,845이며, y-방향으로 1/23,853으로 횡방향변위에 대한 구조적안정성(약 1/400)을 만족하는 것으로 판단된다.

표 25 최대변위응답

구분	축	변위(cm)	풍향
업무시설	X	17.5	90
	Y	23.3	300
주거시설	X	0.71	240
	Y	0.68	180

■ 진동에 대한 사용성평가

여기서의 진동에 대한 평가는 구조적인 측면이 아니라 거주자/사용자의 사용성측면에서의 평가를 의미한다. 앞서기술한 진동변위는 재현주기100년의 설계풍속에 대한 것이다. 일반적으로 진동에 대한 사용성을 평가할 경우는 재현주기5년(ISO기준)의 짧은 주기에 대해서 평가한다. 우선 재현주기5년에 대한 설계풍속을 계산하면 다음과 같다.

$$U_{E10} = \frac{U_{10} \times \left\{ 0.61 - 0.10 \text{Ln} \left(\text{Ln} \left(\frac{R}{R-1} \right) \right) \right\}}{1.07}$$

$$= 24.9 \text{ m/s}$$

여기서

- U_{E10} : 재현주기에 대한 설계기본풍속
- U₁₀ : 설계기본풍속=35m/s
- R : 재현주기=5년

5년주기설계풍속은

$$U_d = 1.601 \times U_{10} \times \left(\frac{z}{z_G} \right)^{\alpha}$$

$$= 1.601 \times 24.9 \text{ m/s} \times \left(\frac{162.2 \text{ m}}{450 \text{ m}} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$= 28.4 \text{ m/s}$$

표 26 5년재현주기 설계풍속에 대한 ISO 6897 가이드라인

구분	Axis	RMS가속도	ISO 6897
업무동	x	3.32cm/s ²	5.14 cm/s ²
	y	5.75cm/s ²	4.52 cm/s ²
주거동	x	1.95cm/s ²	4.19 cm/s ²
	y	1.64cm/s ²	4.54 cm/s ²

설계풍속 28.4m/s에 대한 진동가속도의 변동성분(RMS)의 최대값을 표 26에 나타낸다.

건물의 진동에 대해 거주자 및 사용자의 사용성 평가에 대한 기준은 여러 가지가 있으나, 그중에서 “ISO 6897”이 자주 사용되고 있다. ISO 6897은 건물진동에 대한 건축법적인 효력을 갖는 것은 아니

며, 어디까지나 건물사용성에 대한 참고적인 가이드라인으로 보편된다. ISO 6897의 가이드라인은 건물의 종류와 고유진동수에 따라서 구분된다. 을지로 빌딩은 일반건물로 구분되며 이경우의 ISO가이드라인은 표 26과 같다.

업무동의 y방향의 RMS가속도를 제외하면, 을지로빌딩의 업무동, 주거동은 ISO 6897의 가이드라인을 만족하고 있다. 일반적인 ISO의 가이드라인은 매우 엄격한 것으로 알려지고 있다. 따라서 일반건물에 있어서 이 가이드라인을 만족시키는 것은 흔치 않은 경우이다. 업무동의 y방향의 경우도 ISO의 가이드라인을 약간 상회하고 있는 점을 고려할 때, 을지로빌딩에 대한 사용성은 우수한 것으로 판단된다. 